

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**ТЕКСТИ ЛЕКЦІЙ
З ДИСЦИПЛІН**

**«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ
(ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ)»,
«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ» ТА
«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ»**

*(для студентів 3 курсу денної, 4 курсу заочної форм навчання
за напрямом підготовки 6.060101 – Будівництво та
слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010103 – Міське будівництво та господарство)*

ХАРКІВ – ХНУМГ – 2013

Тексти лекцій з дисциплін «Будівельні конструкції (залізобетонні конструкції)», «Будівельні конструкції» та «Залізобетонні конструкції» (для студентів 3 курсу денної, 4 курсу заочної форм навчання за напрямом підготовки 6.060101 – Будівництво та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010103 – Міське будівництво та господарство) / О. М. Шаповалов, О. М. Пустовойтова, Н. О. Псурцева, О. Ю. Кулаков; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова– Х.: ХНУМГ, 2013. – 82 с.

Автори: О. М. Шаповалов
 О. М. Пустовойтова
 Н. О. Псурцева
 О. Ю. Кулаков

Рецензент: доц., к.т.н. С. М. Золотов

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 1 від 30 серпня 2012 р.

© Шаповалов О.М., Пустовойтова О.М.,
Псурцева Н.О., Кулаков О.Ю.,
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2013

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
Р О З Д І Л 1. ОСНОВНІ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ, АРМАТУРНОЇ СТАЛІ, ЗАЛІЗОБЕТОНУ	6
1.1. Бетон і його основні властивості	6
1.2. Міцнісні й деформативні характеристики бетонів.....	7
1.3. Арматура та її основні властивості	10
1.4. Застосування арматури в конструкціях.....	14
1.5. Залізобетон і його різновиди	16
1.6. Зчеплення арматури з бетоном.....	18
Р О З Д І Л 2. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	19
2.1. Три стадії напруженого стану залізобетонних елементів при згині ...	19
2.2. Існуючі методи розрахунку залізобетонних конструкцій	21
2.3. Метод розрахунку за граничними станами.....	23
Р О З Д І Л 3. ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ.....	26
3.1. Розрахунок міцності за нормальними перерізами	28
3.1.1. Елементи прямокутного профілю	30
3.1.2. Елементи таврового профілю	32
3.2. Розрахунок міцності за похилими перерізами.....	34
3.3. Конструктивні особливості елементів, що згинаються	36
Р О З Д І Л 4. СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ.....	38
4.1. Розрахунок умовно центрально стиснутих елементів	38
4.2. Конструктивні особливості стиснутих елементів	39
Р О З Д І Л 5. ПЛОСКІ ПЕРЕКРИТТЯ	41
5.1. Балкові ребристі перекриття.....	42
5.2. Безбалкові перекриття.....	56
Р О З Д І Л 6. ЗАГАЛЬНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ СУСПІЛЬНИХ, ЦИВІЛЬНИХ І ПРОМИСЛОВИХ БУДИНКІВ	62
6.1. Забезпечення просторової жорсткості будинків	63
6.2. Вибір розрахункової схеми будинків і способів її реалізації в розрахунках	66
Р О З Д І Л 7. ФУНДАМЕНТИ ПІД БУДИНКИ І СПОРУДИ.....	71
7.1. Розрахунок центрально стиснутих фундаментів.....	73
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	76
ДОДАТКИ.....	77
I. Розрахункові опори важкого бетону при осьовому стиску та розтягу; модуль пружності	78
II. Механічні характеристики стержньової, дрової та канатної арматури	79
III. Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760-98	80
IV. Сортамент арматурних канатів класу К-7.....	81

ВСТУП

Залізобетонні конструкції є одними з найпоширеніших конструкцій у всіх галузях будівництва. Їх застосовують у промисловій, цивільній, сільськогосподарській, транспортній та інших областях будівництва. Із залізобетонних конструкцій зводять заводи й житлові будинки, лікарні й школи, мости й тунелі, гідроелектростанції й атомні реактори, іригаційні системи і греблі, стадіони і манежі, надшахтні споруди і кріплення підземних виробок, метрополітени, стартові майданчики для запуску космічних ракет й аеродромні покриття. На сьогодні важко назвати ту галузь будівництва, де б не знайшов застосування залізобетон. Залізобетонні конструкції також використовують у машинобудуванні (опорні станини металорізальних верстатів), у суднобудуванні (вантажоперевізні баржі), ракетобудуванні (елементи космічних кораблів), медицині (армовані модифіковані елементи хребта) та інших областях.

Таке широке розповсюдження залізобетон одержав унаслідок багатьох його позитивних властивостей: довговічності, вогнестійкості, опору корозійним впливам, високому опору статичним і динамічним навантаженням, малих експлуатаційних витрат на утримання будинків і споруд, відносної дешевизни виготовлення. Наявність розповсюдженого великого і дрібного заповнювача, що йде на виготовлення залізобетону, робить його застосовним у всіх куточках земної кулі і навіть за її межами.

Виникнення і розвиток будівельних конструкцій, у тому числі залізобетонних, нерозривно пов'язано з умовами матеріального життя суспільства, розвитком продуктивних сил. Поява залізобетону збігається з періодом прискореного розвитку промисловості, транспорту й торгівлі в другій половині XIX ст. Період виникнення залізобетону (1850-1885 рр.) характеризується появою перших конструкцій з армованого бетону у Франції (Ламбо, 1850 р.; Куанье, 1854; садівник Монье, 1867-1880 рр.), Англії (Уїлкінсон, 1854 р.), США (Гіатт, 1855-1877 рр.).

У Росії розвиток залізобетону пов'язаний з ім'ям професора М.О.Белелюбського, який у 1888-1891 рр. зробив публічні випробування натурних залізобетонних конструкцій (плит, склепінь, труб, мостів і т.п.). Перші залізобетонні конструкції стін будинків були використані в 1879 р. Д.Ф.Жарінцевим у м.Батумі (Грузія).

В Україні залізобетонні конструкції починають розвиватися з 1900 р. У 1904 р. в м.Миколаєві в морському порту був побудований унікальний залізобетонний маяк висотою 40,2 м. На початку XX ст. у всьому світі йде бурхливе освоєння нового будівельного матеріалу. Провідну роль в цьому освоєнні відіграють Франція, Німеччина, Росія, Україна.

Перші технічні умови на залізобетонні конструкції були видані в Росії в 1908 р.; а в 1913 р. на об'єктах України і Росії вже було використано 3,5 млн. м³ бетону й залізобетону.

Основною розрахунковою базою тоді був метод пружних рішень для залізобетонних конструкцій. Однак у 1905 р. професор А.Ф.Лолейт обґрунтував необхідність розрахунку залізобетонних конструкцій за стадією миттєвої рівноваги, тобто за стадією руйнування.

Поряд з провідними науковими центрами СНД, такими як Москва, Київ, Санкт-Петербург, Мінськ м.Харків стає одним з головних міст у розвитку теорії і практики використання залізобетону як нового будівельного матеріалу. У 1928 р. в Харкові споруджується унікальний будинок із залізобетону Держпром, у будинку Головноштамту (1934 р.) використовуються перші залізобетонні циліндричні оболонки, працюють спеціальні науково-дослідні інститути і цільові лабораторії. Разом з Московськими і Ленінградськими учбовими та науково-дослідними інститутами в Харкові формується новий у світовій практиці теоретичний напрямок з розрахунку залізобетонних конструкцій.

У 1934 р. в Харкові проходить III конференція із залізобетону, що приймає пропозицію А.Ф.Лолейта про розрахунок залізобетонних конструкцій за руйнівними зусиллями. Праці Я.В.Столярова, В.І.Мурашева, П.Л.Пастернака, В.В.Михайлова, О.Я.Берга, О.О.Гвоздьова, С.В.Александровського, С.Ю.Фрайфельда, І.І.Улицького, В.М.Бондаренка, М.І.Карпенка [1-4] та багатьох інших відіграли величезну роль у становленні сучасної теорії розрахунку залізобетонних конструкцій.

Слід відзначити дуже продуктивну роботу в сучасному напрямку теорії і практики застосування залізобетонних конструкцій таких вчених, як А.Я.Барашиков, В.М.Бондаренко, О.В.Забєгаєв, О.С.Залєсов, М.І.Карпенко, Ф.Е.Клименко, О.І.Кричевський, Я.Д.Лівшиць, О.Е.Лопатто, Г.А.Молодченко, Т.М.Пецольд, Л.М.Фомиця, С.Л.Фомін, Е.Д.Чихладзе, О.Л.Шагін, В.С.Шмуклер і багато видатних діячів науки і техніки Росії, України, Білорусі та інших держав світу.

І в даний час процес удосконалення теорії розрахунку і практики застосування залізобетонних конструкцій не припиняється. Практично через кожні 10-12 років змінюються норми на проектування залізобетонних конструкцій. На сьогодні основним нормативним документом є СНіП 2.03.01-84* [7], але і до цього документа вже є ряд змін і доповнень [6, 12, 13]. Цей посібник базується поки що на вказаному нормативному документі і висвітлює основні принципи положення розрахунку найпростіших залізобетонних конструкцій, він може бути використаний при підготовці бакалаврів за напрямом «Будівництво», а також допоміжним підручником при підготовці студентів другого рівня кваліфікації – інженер-спеціаліст за тим же фахом.

Р О З Д І Л 1

ОСНОВНІ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ, АРМАТУРНОЇ СТАЛІ, ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Залізобетон складається з бетону і сталевих арматур, що працюють разом завдяки надійному зчепленню між арматурою і бетоном.

Основний зміст залізобетону полягає в тому, що в ньому раціонально сполучаються для сумісної роботи бетон і арматурна сталь. Найчастіше арматура сприймає розтягуючі зусилля, а бетон стискальні. У стиснутих елементах (колонах, опорах мостів, стояках ферм) арматура працює вже не на розтяг, а на стиск, і бетон також сприймає стискальні зусилля. На місці арматури може використовуватися не тільки сталь, але й інші матеріали: пластмаса, скловолокно, дерево та інші матеріали.

Основні переваги залізобетону: висока міцність, довговічність, вогнестійкість, стійкість проти атмосферних впливів, можливість використання місцевих будівельних матеріалів, простота формоутворення, невеликі експлуатаційні витрати на утримання, відносна економічна перевага.

До його недоліків слід віднести значну середню щільність (питома вага), високу тепло- і звукопровідність, появу тріщин внаслідок усадки і невеликих силових впливів. Для усунення цих недоліків використовують легкі пористі заповнювачі, можна також полегшити конструкції, застосовуючи тонкостінні й пустотні конструкції. Введення спеціальних полімерних добавок, а також використання попередньо напруженої арматури підвищує тріщиностійкість, жорсткість залізобетонних конструкцій та зменшує їх вагу.

1.1. Бетон і його основні властивості

Бетон є основним складовим елементом залізобетонних конструкцій. Він являє собою штучний кам'яний матеріал, що добре працює на стиск, але слабкий проти розтягу. На розтяг бетон працює в 10-20 разів слабше, ніж на стиск. Тому в розтягнутих зонах встановлюють металеву або іншу арматуру, що сприймає розтягуючі зусилля.

За своєю структурою бетон складається, як правило, з великого заповнювача, дрібного заповнювача (піску), в'язучого (цемент, вапно, полімерні матеріали) і води. У кінцевому вигляді після затвердіння бетон являє собою псевдотверде тіло, в якому присутні три фази стану речовини: тверда, рідка й газоподібна.

Цей стан бетону обумовлює цілий ряд його специфічних властивостей – нелінійність деформування, тріщиноутворення, усадка, повзучість та ін., які не характерні для пружних інших одноманітних матеріалів.

Бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій повинен мати цілком визначені, наперед задані фізико-механічні властивості: міцність, дос-

татню щільність (непроникність), надійне зчеплення з арматурою, морозостійкість і жаростійкість, антикорозійний опір та інші якості.

Міцність і деформативність бетону в першу чергу визначається його структурою. Вона залежить від зернового складу великих і дрібних заповнювачів, водоцементного відношення, способу ущільнення, умов твердіння, швидкості гідратації цементного каменю, заповненого зернами великих і дрібних заповнювачів і пронизаного численними мікропорами й капілярами.

Бетони підрозділяють за рядом ознак:

а) *структурою* – щільної структури, в яких простір між зернами заповнювача зайнято затверділим в'язучим; крупнопористі, в яких немає піску або його дуже мало; поризовані, в яких створюється додаткова пористість в'язучого; ячеїсті, в яких створюються тільки штучні пори; дрібнозернисті, в яких немає великого заповнювача, та ін.;

б) *величиною середньої щільності*: особливо важкі $\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$, важкі $2200 \leq \rho \leq 2500 \text{ кг/м}^3$, полегшені $1800 \leq \rho < 2200 \text{ кг/м}^3$, легкі $500 \leq \rho < 1800 \text{ кг/м}^3$;

в) *видом заповнювача* – граніт, вапняк, гравій, черепашник, керамзит, шлак та ін.

г) *зерновим складом* – крупнозернисті і дрібнозернисті;

д) *умовами твердіння* – природні або із застосуванням тепловологісної обробки;

е) *видом в'язучого* – цементні, вапняні, полімер-цементні, гіпсові й комбіновані.

У нормативних документах і проектній практиці використовують скорочену класифікацію бетонів:

Важкі бетони – на щільних заповнювачах, крупнозернисті з величиною $\rho = 2200 \div 2500 \text{ кг/м}^3$.

Дрібнозернисті – щільної структури (групи А, Б, В), середньою щільністю $\rho > 1800 \text{ кг/м}^3$.

Легкі – бетони щільної і поризованої структури на пористих природних чи штучних заповнювачах, середньою щільністю $\rho = 500 \div 1800 \text{ кг/м}^3$.

Ячеїсті – бетони на вапняному в'язучому з поризованою структурою, $\rho = 300 \div 500 \text{ кг/м}^3$.

Бетони, що самонапружують – тобто такі, які мають збільшуватись в об'ємі і внаслідок чого напружують закладену в бетон арматуру.

1.2. Міцнісні й деформативні характеристики бетонів

Міцність бетонів залежить від багатьох факторів: марки і виду цементу, водоцементного відношення, виду і міцності великих заповнювачів, структури бетону, умов зберігання та виготовлення. Міцність бетону зростає з часом. Наростання міцності найбільш інтенсивно відбувається в початковий період твердіння бетону, в перші 28 діб. Надалі воно сповільнюється, але продовжується протягом багатьох років.

Величину міцності бетону оцінюють на підставі результатів випробувань зразків спеціальної форми (кубів, циліндрів, призм) заданих розмірів, регламентованих у різних країнах своїми нормами.

Практичним і надійним способом оцінки міцності бетону в реальних конструкціях є випробування на пресі зразків кубів або циліндрів бетону, виготовлених у тих же умовах, що і реальні конструкції. Позначається міцність бетону буквою R . Розміри куба відповідно до норм України приймають рівними 15х15х15 см, циліндра 6х12" (15х30 см). При осьовому стиску куба (як і інші стиснуті зразки) руйнуються внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку. Наявність сил тертя, що розвиваються по опорних гранях (рис.1.1, *а*) перешкоджає розвитку вільних поперечних деформацій кубів поблизу їхніх торців.

Досліди показують, що зі збільшенням висоти призми h/a вплив тертя на міцність зразка зменшується (рис.1.1, *б, в*). При $h/a = 4$ воно практично зникає, а міцність стає рівною $R_b = (0,75-0,8)R$. Поряд з кубовою (R) та призмовою міцністю (R_b) для бетонів важливо знати інші міцнісні характеристики й у першу чергу міцність бетону на розтяг R_{bt} . Дослідним шляхом R_{bt} визначають випробуванням на розтяг зразків у вигляді вісімок або на згин бетонних брусків, або на розколювання зразків у вигляді циліндрів. Всі отримані при випробуваннях міцнісні характеристики піддають статистичній обробці, а потім вже визначається осереджена величина міцності.

Крім основних міцнісних параметрів R , R_b , R_{bt} існує ряд інших параметрів, що характеризують властивості бетону: міцність при зрізі й сколюванні, міцність при тривалій дії навантаження, міцність при багаторазово повторному навантаженні, динамічна міцність, опір проникаючій радіації та ін.

У нормативних документах України основні характеристики бетонів описуються показниками якості бетону, до яких відносяться: 1) клас бетону за міцністю на стиск B ; 2) клас бетону за міцністю на розтяг B_t ; 3) марка бетону за морозостійкістю F ; 4) марка бетону за водонепроникністю W ; 5) марка бетону за самонапруженням S_p ; 6) марка бетону за середньою щільністю D .

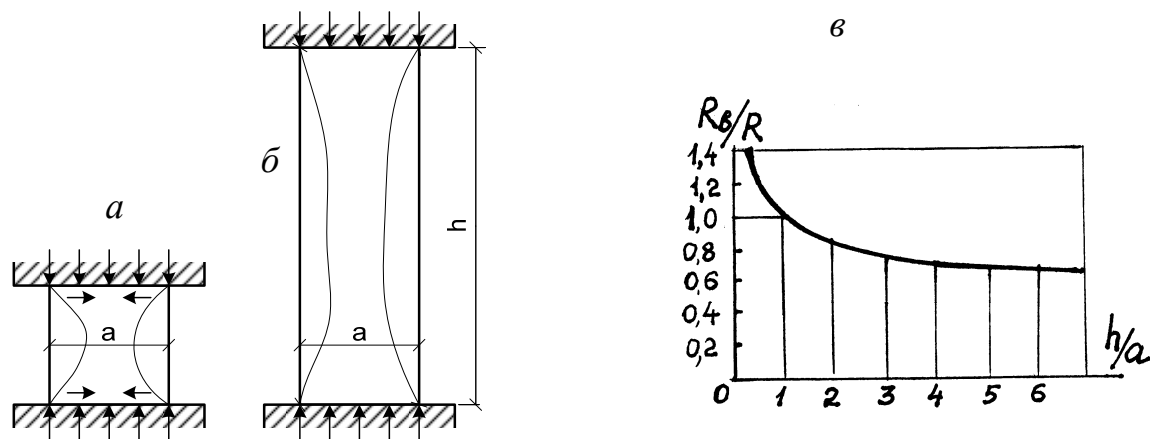


Рис.1.1 – До визначення міцності бетону

Для кожного з перерахованих вище видів бетонів існують усі шість значень показників якості. Виняток складає п'ятий параметр, що вводиться тільки для бетонів, які самонапружують.

Встановлені такі класи важких бетонів за міцністю на осьовий стиск: B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60. При цьому під класом бетону на осьовий стиск розуміється міцнісна характеристика, одержана при стиску зразків розміром 15х15х15 см, витриманих у нормальних умовах і випробуваних у віці 28 діб з обов'язковою статистичною обробкою результатів випробувань. Ступінь надійності значень міцності повинен складати не менше 95%.

Деформативність бетонів. Бетон має властивість змінювати розмір і форму під впливом зовнішніх навантажень і температурно-вологісних факторів, що виникають у результаті взаємодії бетону із зовнішнім середовищем. Якщо випробувати призму зі співвідношенням сторін $h:a = 1:4$ на стиск, то можна отримати діаграму залежності деформації ε цієї призми від зовнішніх напружень σ , скорочено: діаграму σ – ε (рис.1.2). Ця діаграма явно має криволінійний характер і умовно характеризується двома ділянками: *перша* – це лінійна залежність між напруженнями і деформаціями; *другий* – це нелінійна ділянка, де зв'язок між σ і ε не підпорядковується лінійній залежності. На підставі цього розрізняють і два модулі деформацій бетону: модуль пружності і справжній модуль деформацій у точці.

Модуль пружності можна інтерпретувати як тангенс кута α_0 нахилу лінії σ – ε на початку координат (пряма ОК). Позначається модуль пружності E_b . Модуль деформацій (E'_b), який у літературі називають ще модулем пружньо-пластичності, який відповідає вже не пружним, а повним деформаціям і інтерпретується як тангенс кута α нахилу січної в точці С із заданим напруженням σ_x ($E'_b = \text{tg}\alpha$). Ці модулі зв'язані між собою співвідношенням $E'_b = \nu E_b$, де $\nu = \varepsilon_{el}/\varepsilon$ – коефіцієнт пружньо-пластичності. Він змінюється від 1 при пружних деформаціях до 0,45÷0,15 при врахуванні непружних деформацій. Дане співвідношення можна одержати з розгляду двох трикутників $\triangle OAB$ і $\triangle OCS$.

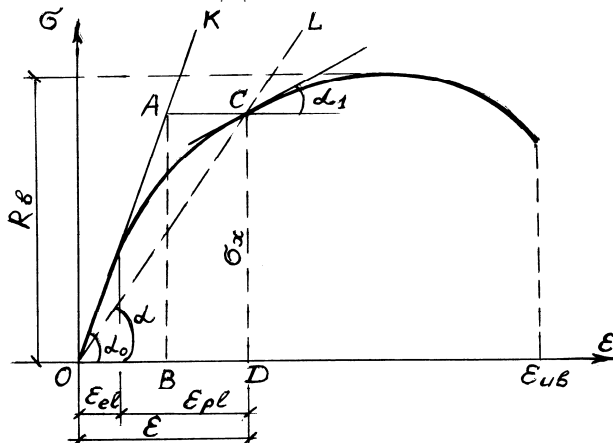


Рис. 1.2

Слід відзначити ще дві специфічні властивості деформування бетонів – це *усадка* і *повзучість*. Під усадкою розуміють властивість бетону зменшуватися в об'ємі в часі під впливом зовнішнього температурно-вологісного середовища. Процес усадки пов'язаний з фізико-хімічними процесами, що виникають при твердінні бетону, і з випаром води, що знаходиться в порах бетону. Усадка підвищує зчеплення бетону з арматурою, викликаючи її стиск, а в бетоні – розтяг. Нерівномірність розвитку усадкових деформацій викликає появу в бетоні тріщин.

Якщо прикласти до бетону постійно діюче тривале навантаження, то в бетоні з часом деформації не залишаються однаковими, а продовжують розвиватися. Явище збільшення деформацій у часі без зміни прикладеного навантаження називається повзучістю бетону. Ця властивість особливо інтенсивно виявляється в молодому віці бетону і згасає з часом. Усі процеси, що відбуваються в бетоні з часом, звуться реологічними процесами. Деформації повзучості залежать від багатьох факторів, зокрема, від вологості навколишнього середовища, величини водоцементного відношення, кількості цементу, рівня напруженого стану та багатьох інших факторів.

Для розрахунків залізобетонних конструкцій важливо знати граничні деформації бетонів у стадії руйнування. При стиску приймають $\varepsilon_R = 2 \cdot 10^{-3}$, при тривалому стиску $\varepsilon_R = 2,5 \cdot 10^{-3}$, при розтягу $\varepsilon_{Rt} = 1,5 \cdot 10^{-4}$, при згині $\varepsilon_R = 3,5 \cdot 10^{-3}$, деформації усадки приймають у середньому $\varepsilon_{sl} = 0,3 \cdot 10^{-3}$.

1.3. Арматура та її основні властивості

Арматурою називають гнучкі чи тверді сталеві стержні, розміщені в масі бетону відповідно до розрахунку або за конструктивними і виробничими вимогами. У ролі арматури можуть виступати й синтетичні матеріали, скловолокно та інші елементи. Призначення арматури в залізобетонних конструкціях полягає у сприйнятті напружень, що розтягують, чи зміцненні стиснутого бетону. Завдяки зчепленню арматури з бетоном у період твердіння бетонної суміші конструкція працює під навантаженням як одне монолітне тіло, здатне сприймати усі види силових впливів, хоч частка зусиль розподіляється на бетон і арматуру неоднаково.

Арматуру підрозділяють за функціональним призначенням, технологією виготовлення, профілем поверхні та іншими параметрами.

За призначенням арматуру розділяють на робочу, встановлювану за розрахунком для роботи під впливом зовнішніх зусиль; конструктивну, що сприймає усадочні деформації і сприяє рівномірному розподілу зусиль, і монтажну, що забезпечує проектне положення робочої арматури й об'єднує робочу арматуру в сітки й каркаси.

За технологією виготовлення арматуру розділяють на гарячекатану стержньову, термо-механічно зміцнену і холоднотягнуту дровову.

За профілем поверхні арматура може бути гладкою або періодичного профілю, характер зміни профілю може бути різним (рис. 1.3). На цьому ри-

сунку наведено застарілий профіль, що відповідає СНіП 2.03.01-84*. У відповідності до нових нормативних документів України ДСТУ 3760-98 арматурні сталі мають інший профіль, що відповідає європейським і міжнародним стандартам. Цей профіль має назву серповидного і наведений на рис.1.3, *д, е*.

За фізико-механічними характеристиками арматурна сталь умовно підрозділяється на три типи: 1) пластичну (м'яку); 2) підвищеної міцності (напівтверду); 3) високоміцну (тверду). Кожен тип сталей має свої визначені міцнісні й деформативні характеристики, свою особливу діаграму розтягу. Так, пластичні сталі, до яких відносяться сталі Ст3, Вст5, 10ГТ, 18М2С, 25Г2С, 35ГС та інші, мають явно виражену площадку текучості і зону зміцнення (рис.1.4, *а*); сталі підвищеної міцності, до яких відносяться 20ХГ2Ц, 80С, 23Х2М2Т, 20Х2М2СР та інші, не мають вираженої площадки текучості і характеризуються умовною точкою площадки текучості деформацій при зростанні навантаження. Криві, наведені на рис.1.4, відбивають особливості роботи арматури під розтягуючим навантаженням

У нормативних документах арматурна сталь відповідно до її механічних властивостей підрозділяється, як і бетон, на класи. Основою для класифікації арматурних сталей на класи служать міцнісні характеристики

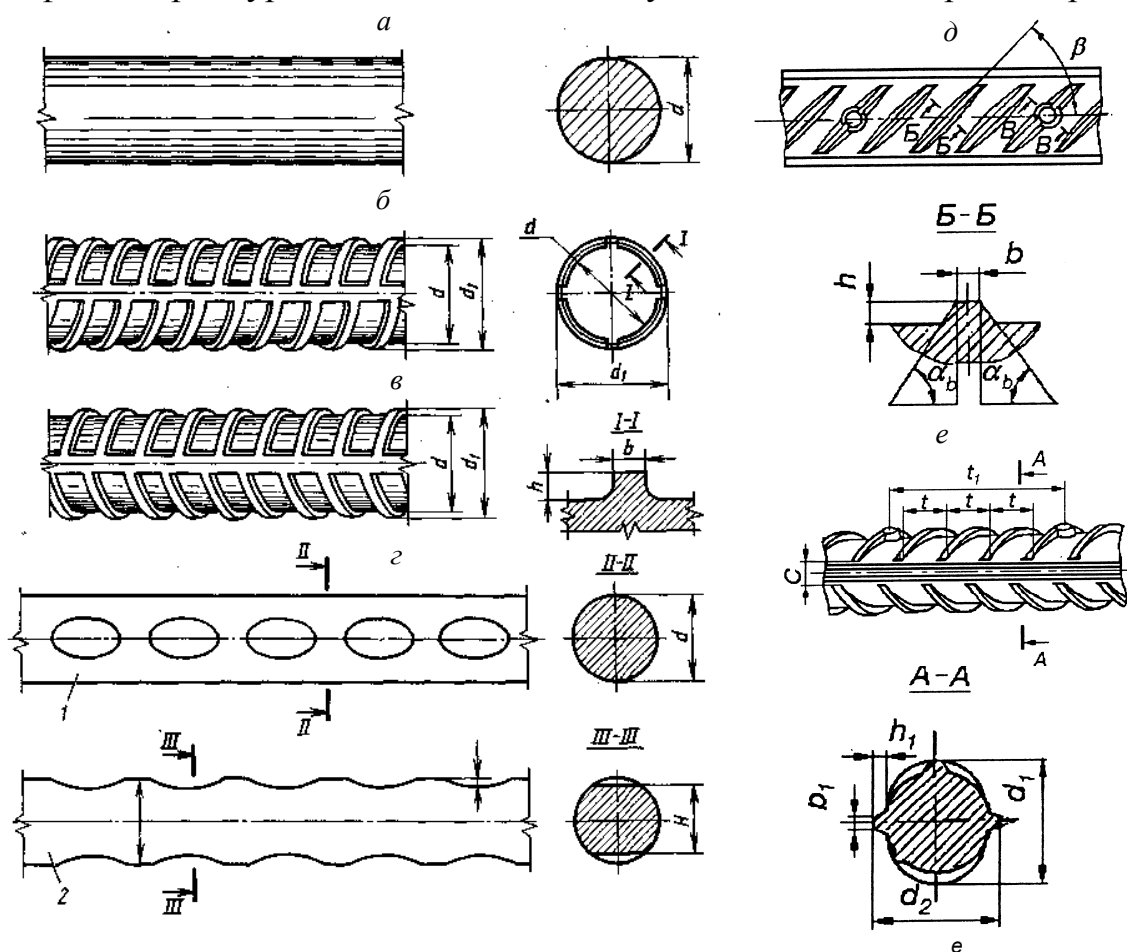


Рис. 1.3 – Вид поверхні арматурних стержнів:

а – гладка; б – періодичного профілю А-II; в – те ж, А-III А-IV; г – з окремими вм'ятинами; д, е – серповидний; 1 – вид з боку вм'ятин; 2 – вид з гладкої сторони

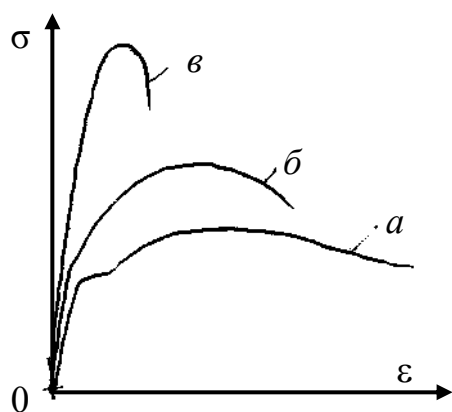


Рис. 1.4 – Характерні діаграми розтягу сталі:
а – м'яка сталь; б – зміцнена півтверда сталь; в – високоміцна сталь

– для пластичних сталей межа текучості, для сталей підвищеної міцності – умовна межа текучості і для високоміцних сталей – межа міцності на розтяг (тимчасовий опір розриву).

Арматура підрозділяється відповідно до СНіП 2.03.01-84* на стержньову, дровову і канатну. Стержньова арматура позначається буквою А з додаванням римської цифри. Чим вище міцність сталі, тим більше номер римської цифри.

Гарячекатана стержньова – А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI (А-I – гладка, всі інші класи періодичного профілю).

Термічно і термомеханічно зміцнена також стержньова – Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, Ат-VII. Якщо арматура даного класу має зварюваність чи корозійну стійкість, то до звичайного індексу додається буква «С» чи «К», наприклад Ат-IVс, Ат-Vк, Ат-Vск і т.п.

Дротова арматура позначається буквою В і виконується, як правило, холоднотягнутою: В-I, Вр-I, високоміцний дріт позначається В-II, Вр-II, індекс «р» вказує на періодичність профілю.

Канатна арматура в основному застосовується двох типів К-7, К-19, хоча існують також інші канати К-3, К-36 і т.п.

Для кожного виду арматури існують свої діаметри, що приводяться в сортаменті арматури (дод. III).

У нормативних документах [7] класифікація арматурних сталей змінена, введено нові позначення класів у відповідності до ДСТУ 3760-98.

Арматурний прокат, що позначається буквою А, підрозділяють на класи залежно від показника механічних властивостей, установленого стандартом нормованого значення умовної чи фізичної межі текучості в Н/мм². Арматурний прокат виготовляють таких класів:

- А240 – з гладким профілем (межа текучості 240 Н/мм²);
- А300С, А400С, А500С, А550С, А600, А600С, А600К, А800, А800К і А1000 – з періодичним профілем.

Гладкий профіль має діаметри 5,5÷40 мм, періодичний – 6÷40 мм. Індекс С відповідає зварюваності сталі, індекс К – стійкості проти корозійного розтріскування.

Номінальний діаметр арматурного прокату, площа поперечного перерізу, маса 1 пог. метра і відхилення, що допускаються, за масою повинні відповідати табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Номинальний діаметр прокату, d_n , мм	Номинальна площа поперечного перерізу, mm^2	Маса 1 пог. метра прутка	
		розрахункове значення, кг	допустиме відхилення, %
5,5	23,8	0,187	$\pm 8,0$
6,0	28,3	0,222	
8,0	50,3	0,395	
10,0	78,5	0,617	$\pm 5,0$
12,0	113,0	0,888	
14,0	154,0	1,210	
16,0	201,0	1,580	$\pm 4,5$
18,0	254,0	2,000	
20,0	314,0	2,470	
22,0	380,0	2,980	
25,0	491,0	3,850	
28,0	616,0	4,830	
32,0	804,0	6,310	
36,0	1018,0	7,990	
40,0	1256,0	9,860	

Примітка. Маса прутка (в кг) обчислена за номінальними діаметрами при щільності сталі, рівній $7,85 \text{ т/м}^3$.

Механічні властивості арматурного прокату і результати випробувань на згин у стані постачання повинні відповідати нормам, наведеним у табл. 1.2.

Позначення арматурного прокату відповідно до нових нормативних документів записують в такий спосіб: 20 А1000 ДСТУ 3760–98 – арматура діаметром 20 мм класу А1000; 8 А400С ДСТУ – арматурний прокат діаметром 8 мм класу А400С, що зварюється.

Таблиця 1.2

Клас арматурного прокату	Температура електропідігріву, °С	Механічні властивості						Випробування на згин в холодному стані, кут згину, град	Діаметр оправки (d _н – номінальний діаметр прутка)
		тимчасовий опір розриву, σ _в Н/мм ²	умовна (фізична) межа текучості, σ _{0.2} (σ _п), Н/мм ²	відносне видовження після розриву, δ _с , %	відносне рівномірне видовження після розриву, δ _н , %	повне відносне видовження при максимальному навантаженні, δ _{max} , %	початковий модуль пружності E x 10 ⁻⁴ , Н/мм ²		
		не менше							
A240C	—	370	240	25		—	21	180	0,54d _н
A300C		490	290	19		2,5	21	180	3d _н
A400C		500	400	16		2,5	20	90	3d _н
A500C		600	500	14		2,5	19	90	3d _н
A600									
A600C	400	800	600	12	4	2,5	19	45	5d _н
A600K									
A800									
A800K	400	1000	800	8	2	3,5	19	45	5d _н
A1000	450	1250	1000	7	2	3,5	19	45	5d _н

Примітка 1. Величини $E \cdot 10^{-4}$ і δ_{max} є факультативними до 01.01.2002 р., але їх визначення обов'язкове для нагромадження статистичних даних.

Примітка 2. Величину δ_p визначали до 01.01.2002 р.

Слід зазначити, що при встановленні розрахункових опорів вказаних сталей, які використовуються при розрахунку за першою групою граничних станів, можна застосовувати такі значення γ_s :

Клас арматури	γ_s	R_s (Н/мм ²)
A240C	1,05	228
A300C	1,05	276
A400C	1,1	364
A500C	1,15	435
A600, A600C, A600K	1,15	522
A800, A800K	1,20	667
A1000	1,20	833

Таким чином, слід підкреслити, що клас A240C відповідає класу А-I, A300C – класу А-II, клас A400C – класу А-III. Інші класи мають відмінні міцнісні характеристики. Даних про дровову арматуру ДСТУ 3760-98 не наводить, вважаються дійсними нормативи СНіП 2.03.01-84*.

1.4. Застосування арматури в конструкціях

Гарячекатана арматура класу A240C має невисоку межу текучості (240÷250 МПа) і подовження при розриві 25%, випускається діаметром 6-22 мм і використовується в основному для поперечної і монтажної арматури, а також для монтажних петель і закладних деталей.

Найбільш розповсюдженою є арматура класів А-II, А-III, А-IIIв, Ат-IIIс (або A300C, A400C, A500C). З межею текучості 300-450 МПа ця арматура застосовується як ненапружена робоча арматура в багатьох залізобетонних конструкціях (балках, плитах, колонах, стінових панелях, перемичках, рамах та ін.)

Як попередньо напружену арматуру застосовують стержньову гарячекатану сталь класів А-IV÷Ат-VII (A500C, A550C, A600, A800) діаметром 10-32 мм. Умовні межі текучості цих сталей досягають 600-1200 МПа. Для армування залізобетонних елементів довжиною понад 12 м як напружену арматуру застосовують високоміцний дріт Вр-II чи В-II діаметром 4-8 мм і канатну К-7 діаметром 6, 12, 15 мм, а також канатну К-19 діаметром 14 мм. Міцнісні характеристики цих сталей досягають 900-1200 МПа і більше.

Слід підкреслити, що застосування більш міцної сталі в залізобетонних конструкціях (наприклад, А-II (A300C) замість А-I (A240C) чи А-III (A400C) замість А-II (A300C)) дає в середньому економію робочої арматури на 25-30%. Аналогічна картина спостерігається і при використанні високоміцної арматури, хоч величина зменшення витрат арматури тут складає тільки 15-20%.

Армування залізобетонних виробів окремими стержнями є непродуктивною операцією. З метою індустріалізації і скорочення термінів будівництва залізобетонні конструкції армують укрупненими арматурними елементами, до яких відносяться сітки (рулонні чи плоскі) і каркаси (плоскі чи просторові) (рис.1.5). Арматурні сітки і каркаси виготовляють на спеціалі-

зованих заводах або складальних ділянках. Сітки виготовляють зі сталей В-I, Вр-I, А-240С, А-300С, А-400С з поздовжньою і поперечною робочою арматурою. Ширина рулонних сіток коливається від 1040 до 3630 мм, довжина 9-50 м. Плоскі сітки виготовляють шириною 3800 мм.

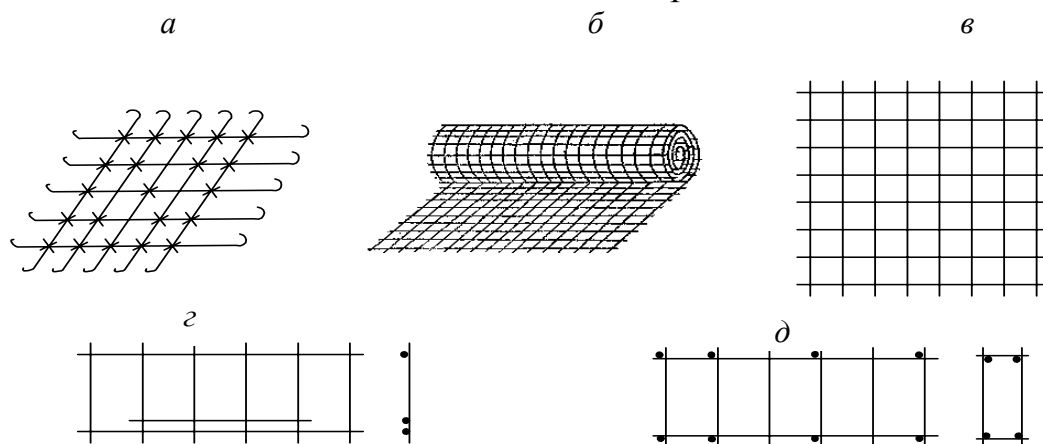


Рис. 1.5 – Арматурні сітки і каркаси:

а – сітки, що виготовляються з окремих стержнів; б – зварені рулонні сітки; в – плоскі зварені сітки; г – плоский каркас; д – просторовий каркас

Плоскі арматурні каркаси виготовляють в'язаними чи звареними для балок, прогонів, перемичок, складаються вони з поздовжніх і поперечних стержнів (рис.1.5, г). Просторові каркаси збирають із плоских каркасів (рис.1.5, д). Розмір кінцевих випусків поздовжніх стержнів повинен бути не менше $0,5d_1 + d_2$ і не менше 20 мм, де d_1 – діаметр поздовжньої арматури і d_2 – поперечної. Співвідношення діаметрів зварюваних поперечних і поздовжніх стержнів приймають залежно від вимог технології зварювання. Наприклад, якщо діаметр поздовжньої арматури 8-12 мм, то поперечну арматуру приймають не менше 3 мм, якщо $d_1 = 18-20$ мм, то $d_{2min} = 5$ мм і т.д.

Анкеровка арматури в бетоні залежить від виду арматури і конкретної залізобетонної конструкції. У заводських умовах стикування арматурних стержнів виконують «у стик», а на майданчику може здійснюватися за допомогою ванного зварювання і «внапуск». Арматурні сітки стикуються в неробочому напрямку на 50–100 мм, у робочому напрямку сітки накладаються внапуск на один крок робочих стержнів при малих діаметрах робочої арматури і у стик при діаметрах 16 мм і більше, при цьому зверху стику повинна укладатися додаткова сітка.

До числа арматурних виробів відносяться і закладні деталі, що відіграють роль сполучних елементів у монолітному і збірному залізобетоні. Форма і конструктивні рішення закладних деталей дуже різноманітні. Принцип же створення їх однаковий – пластина чи елемент прокатного профілю, до яких приварюються анкерні стержні з відповідною довжиною для надійного заанкерування в бетоні.

1.5. Залізобетон і його різновиди

Залізобетон як самостійний будівельний матеріал не є простим підсумовуванням властивостей його складових – бетону й арматури. Він володіє ще й своїми індивідуальними властивостями, які необхідно враховувати при розрахунку і проектуванні різних деталей і конструкцій. Арматура і бетон, завдяки виникаючому між ними зчепленню, деформуються спільно, при цьому арматура перешкоджає вільному протіканню усадки і повзучості. Усадка бетону в залізобетонному елементі призводить до виникнення стискаючих напружень в арматурі і розтягуючих у бетоні. При великій кількості арматури в бетоні можуть з'явитися усадочні тріщини. Тому при проектуванні протяжних залізобетонних конструкцій чи будинків влаштовують обов'язково усадочні шви, що перешкоджають появі хаотичних тріщин.

Повзучість бетону при тривалій дії навантаження в залізобетоні призводить до перерозподілу напружень між бетоном і арматурою, при цьому напруження в бетоні зменшуються, а в арматурі збільшуються. Повзучість у залізобетонних конструкціях може справляти як позитивний вплив (короткі стиснуті елементи, додаткове завантаження арматури), так і негативний (збільшення прогинів в елементах, що згинаються, зменшення рівня натягу в попередньо напружених конструкціях).

Тривалий вплив на бетон високих температур з наступним його охолодженням призводить до руйнування бетону, якщо ж високотемпературний вплив здійснюється на залізобетон хаотично, то опірність цього матеріалу зовнішнім впливам частково підвищується.

Залізобетон дуже чутливий до корозійних впливів. Корозія арматури може відбуватися одночасно з корозією бетону і незалежно від неї. Іржа, що утворюється навколо арматури, розпирає бетон і призводить до його відшарування. Для зменшення корозії залізобетону застосовують щільні бетони на сульфатостійких та інших спеціальних в'язучих, збільшують захисний шар бетону, влаштовують зовнішні антикорозійні покриття, обмежують ширину розкриття тріщин.

Роль захисного шару в залізобетонних конструкціях дуже велика. При визначенні товщини захисного шару враховують вид і розміри конструкції, умови експлуатації, діаметр і призначення арматури. Так, для поздовжньої робочої арматури в плитах товщина захисного шару має бути не менше діаметра стержня і не менше 10 мм, якщо товщина плити $\delta < 100$ мм.

Для балок і ребер з $h \leq 250$ мм захисний шар повинен бути не менше 15 мм і не менше діаметра робочої арматури; у балках і ребрах з $h > 250$ мм, а також в колонах мінімальний захисний шар 20 мм. У збірних фундаментах захисний шар бетону для нижньої сітки має бути 30 мм, для монолітних фундаментів без підготовки 70 мм, з підготовкою – 35 мм. Для поперечної арматури захисний шар складає 10–15 мм. Відстань від кінців

поздовжньої арматури до торців залізобетонних елементів має бути в межах 10-20 мм.

При застосуванні попередньо напруженої арматури захисний шар підвищується до $2d - 3d$, але не менше 40 мм.

Залізобетонні конструкції за способом виготовлення можуть бути збірними, монолітними і збірно-монолітними. При зведенні будинків і споруд зі збірних залізобетонних конструкцій спочатку на заводах чи на полігонах виготовляють окремі елементи, з яких уже на будівельному майданчику монтують будинки і споруди. Збірні залізобетонні конструкції (балки, плити, колони, ферми, стінові панелі, фундаменти та інші елементи) найбільш індустріальні і набагато скорочують трудомісткість і терміни зведення будинку, хоч за вартістю дорожчі за монолітні конструкції. Виробництво збірних конструкцій ведуть по стендовій, конвеєрній або агрегатно-поточній технологічних схемах.

При зведенні монолітних залізобетонних конструкцій спочатку встановлюють опалубку (типову інвентарну чи індивідуальну), потім укладають арматурні каркаси й сітки, після чого виконують бетонування. У цьому випадку істотно підвищуються трудомісткість і термін виготовлення конструкцій на майданчику, витрачаються додаткові матеріали і конструкції, ускладнюються роботи в зимовий період. Поряд з цим монолітні конструкції дозволяють підвищувати загальну міцність будинку і створюють різноманітні гнучкі форми як елементів, так і будинку в цілому.

Збірно-монолітні залізобетонні конструкції являють собою раціональне з'єднання монолітних і збірних залізобетонних конструкцій. При цьому спочатку укладають у проектне положення збірні конструкції, що служать одночасно елементами опалубки, а потім встановлюють арматурні каркаси й сітки і виконують бетонування. Даний різновид залізобетону доцільно застосовувати в будинках з високими навантаженнями, зокрема, у перекриттях, а також у гідротехнічних спорудах, об'єктах цивільної оборони, для стартових ракетних майданчиків, а також у будинках і спорудах, що сприймають сейсмічні й динамічні навантаження.

До особливої класифікації відносяться попередньо напружені залізобетонні конструкції. Це такі конструкції, в яких робоча арматура піддається попередньому натягу з наступною передачею натягу на бетон. Спосіб натягу арматури може бути двох видів: на упори і на бетон. Основна перевага попередньо напружених конструкцій полягає в тому, що вони знижують їх деформативність (зменшують прогини), підвищують тріщиностійкість, заощаджують витрати арматури і зменшують параметри перерізів конструкцій. Для попередньо напружених конструкцій використовується тільки високоміцна арматура, починаючи від класу А-ІІВ (А500С), А-ІV (А550С) і вище, а також високоміцна дрютова арматура В-ІІ, Вр- ІІ і кана-

ти К-7, К-19. Слід зазначити, що попереднє напруження може використовуватися в монолітному, збірному й збірно-монолітному залізобетоні.

1.6. Зчеплення арматури з бетоном

У зв'язку з тим, що зчеплення арматури з бетоном є однією з найголовніших властивостей залізобетону, то цьому питанню необхідно приділити особливу увагу. Зчеплення забезпечується трьома основними факторами: склеюванням гелевої складової бетону з арматурою; тертям, викликаним тиском від усадки бетону; зачепленням виступів (рифів) арматури за бетон. Найбільше значення у зчепленні відіграють сили зачеплення (близько 70%) за бетон. Однак значення сил зачеплення не залишаються постійними, вони змінюються залежно від рівня напруженого стану в бетоні і при дуже високих рівнях слабшають. Крім того, сили зчеплення нерівномірно розподіляються за довжиною арматурного стержня. При висмикуванні стержня з бетону зусилля з арматури на бетон передаються через дотичні напруження зчеплення τ_{bd} (рис. 1.6, а, б).

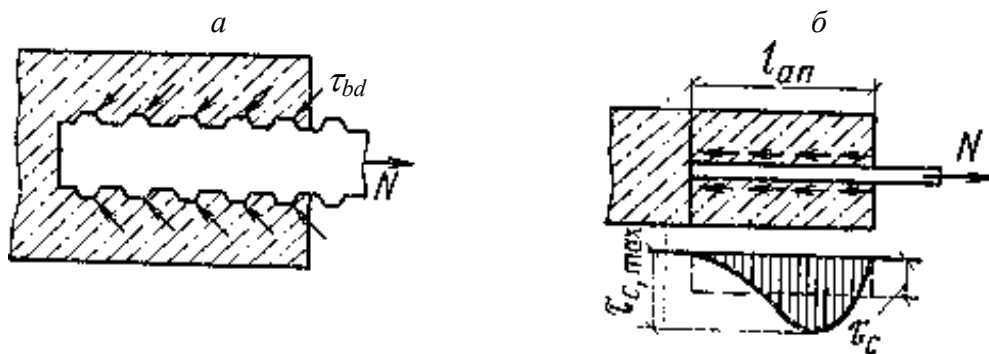


Рис. 1.6 – Зчеплення арматури з бетоном:
а – періодичного профілю; б – гладкої

Р О З Д І Л 2

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

При розрахунку будь-яких будівельних конструкцій вирішуються три основні задачі: статична, тобто визначають внутрішні зусилля в конструкції; геометрична, тобто встановлюють співвідношення між переміщеннями і деформаціями і, нарешті, фізична, тобто визначають закон, за яким деформації залежать від внутрішніх напружень. Для пружних матеріалів ці закони визначаються простими рівняннями з курсу опору матеріалів. Це статичні умови рівноваги, фізичний закон у вигляді закону Гука і геометричний закон у вигляді гіпотези плоских перерізів. За цими законами можна нескладно визначити деформації, напруження та прогини в заданій конструкції, виготовленій з пружного матеріалу.

Однак у залізобетонних конструкціях закони для пружних матеріалів не завжди застосовні. Властивості залізобетону і його складових свідчать про те, що цей матеріал далекий від пружного. Розрахунок залізобетонних конструкцій як пружних елементів можливий лише при дуже невеликих навантаженнях. При експлуатаційних навантаженнях ($0,5 \div 0,6 P_{\max}$) бетон не підкорюється закону Гука (діаграма $\sigma - \varepsilon$ має нелінійний характер і залежить від часу); виявляється несправедливою гіпотеза плоских перерізів; з'являються тріщини, бетон втрачає суцільність, класичні методи опору матеріалів виявляються неприйнятними. Тому при розробці методів розрахунку залізобетонних конструкцій широко використовують дослідні дані, отримані в результаті спеціальних експериментів. І майже вся теорія розрахунку залізобетонних конструкцій будується тільки на експериментальній основі з введенням припущень і відомих математичних залежностей.

2.1. Три стадії напруженого стану залізобетонних елементів при згині

Досліди показують, що при завантаженні залізобетонної балки відбуваються специфічні явища, які можна уявити як різні стадії напруженого стану залізобетонного елементу, що згинається. У міру зростання навантаження в балці виникають тріщини по нормальних і похилих перерізах. Причиною перших є нормальні напруження, других – головні напруження, що з'являються у похилих перерізах. Руйнування цієї балки може відбуватися як по нормальних, так і по похилих перерізах. Розглянемо послідовність розвитку напружень у залізобетонній балці по нормальних перерізах. Розсічемо умовно балку посередині і будемо уявляти в місці розрізу розвиток нормальних напружень по всій висоті перерізу. Розрізняють у теорії розрахунку залізобетонних балок три характерні стадії.

I стадія. При малих навантаженнях напруження в бетоні й арматурі невеликі, деформації мають пружний характер, епюри нормальних напру-

жень у стиснутій і в розтягнутій зоні бетону мають форму трикутника (рис.2.1, а).

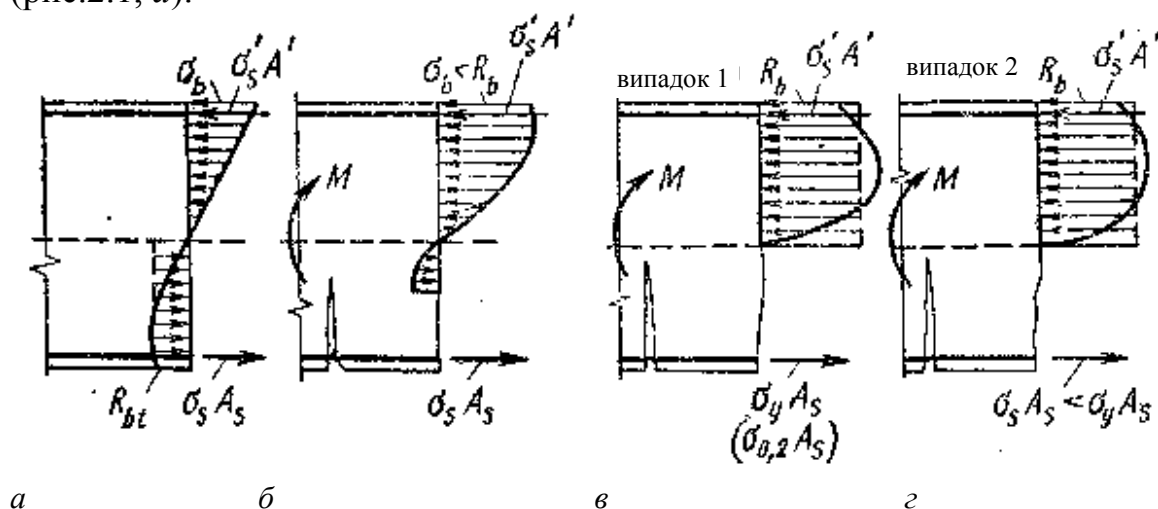


Рис. 2.1 – Послідовні стадії розвитку напружено-деформованого стану:
а – I стадія – пружна; б – II стадія – робота з тріщинами; в – III стадія – руйнування по арматурі; г – III стадія – руйнування по бетону

Ця стадія називається пружною стадією роботи. Зі збільшенням навантаження в розтягнутому бетоні виникають непружні деформації, напруження досягають міцності бетону на розтяг R_{bt} . Цей стан I стадії покладено в основу розрахунку тріщиностійкості залізобетонних елементів. При подальшому збільшенні навантаження в перерізі утворюються тріщини, починається друга стадія напруженого стану.

II стадія. Після появи тріщин розтягуючі зусилля в перерізі сприймаються в основному арматурою і частково бетоном над тріщиною. Між тріщинами бетон працює на розтяг, і напруження в арматурі за довжиною зменшуються в міру віддалення від тріщини (рис.2.1, б). Епюра напружень у стиснутій зоні бетону викривляється і має вигляд параболическої форми. По цій стадії, названій роботою з тріщинами або експлуатаційною стадією, виконується розрахунок прогинів та ширини розкриття тріщин у залізобетонних елементах.

III стадія – стадія руйнування (рис. 2.1, в, г). Досвід свідчить, що руйнування залежить від кількості й виду арматури. При невеликому відсотку армування (1% і менше) руйнування відбувається в основному по розтягнутій зоні, по арматурі. З розвитком пластичних деформацій в арматурі розкриваються інтенсивно тріщини в розтягнутій зоні бетону і відбувається руйнування стиснутої зони бетону. Епюра напружень у стиснутій зоні бетону ще більше викривляється. Руйнування має м'який пластичний характер. Даний випадок руйнування має назву випадку 1.

У другому випадку руйнування першим втрачає свої міцнісні властивості бетон, напруження в нижній розтягнутій арматурі можуть не досягати межі плинності і її міцнісні властивості використовуються не повністю. Таке руйнування має крихкий характер і, як правило, має місце в пере-

різах з надлишковим вмістом арматури (2,5% і більше). Дані конструкції називаються переармованими.

Стадія III покладена в основу розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів у діючих нормах [7].

Усі зазначені стадії у завантаженому елементі протікають безупинно, і поділ їх на окремі етапи розглядається в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій тільки умовно.

2.2. Існуючі методи розрахунку залізобетонних конструкцій

До початку застосування залізобетону (кінець XIX ст.) інженери мали у своєму розпорядженні найпростіші методи розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням пружних властивостей матеріалів. В основу міцнісної характеристики перерізу було покладено значення напруження, що допускається за умови безпечної експлуатації конструкції. Принципи такого розрахунку були закладені Навьє в 1826 р. Метод розрахунку з використанням напружень, що допускаються, мав вигляд: $[\sigma] = R/k$, де k – узагальнений коефіцієнт запасу. За цим методом розраховувались і залізобетонні конструкції. В основу цього методу прийнята друга стадія напружено-деформованого стану залізобетонного елементу, що згинається, тобто розглядається трикутна епюра стискаючих напружень у стиснутій зоні бетону і використовується закон Гука і гіпотеза плоских перерізів, розтягнута зона бетону в розрахунку не враховується. Весь переріз залізобетонного елементу замінюється приведеним перерізом

$$A_{red} = A_b + \alpha(A_s + A'_s), \quad (2.1)$$

де A_b – площа всього перерізу; α – коефіцієнт приведення, $\alpha = E_s/E_b$; E_s і E_b – модуль пружності арматури і бетону; A_s , A'_s – площа перерізу розтягнутої і стиснутої арматур.

Застосування методу розрахунку по напруженнях, що допускаються, мало ряд недоліків, що призводило до неточних чи помилкових результатів. Так, неврахування нелінійних властивостей деформування бетону не дозволяло визначити дійсні напруження в бетоні й арматурі; прийняття трикутної епюри напружень у стиснутій зоні бетону давало занижене значення несучої здатності елементів, що згинаються; напруження, що допускаються, знижували міцнісні характеристики матеріалів. Проте даний метод використовувався довго і проіснував аж до 1938 р., коли на зміну йому прийшов більш прогресивний і теоретично обґрунтований метод розрахунку по руйнівних зусиллях. Хоча окремі елементи і передумови методу розрахунку по напруженнях, що допускаються, використовуються навіть на сучасному етапі розрахунку залізобетонних конструкцій.

У результаті великих експериментальних досліджень, виконаних А.Ф.Леєтом, Я.В.Столяровим, М.Я.Штаерманом, А.А.Гвоздьовим та іншими, був розроблений метод, що враховує пружно-пластичні властивос-

ті залізобетону, і був включений у норми проектування в 1938 р. Цей метод звався розрахунком по руйнівних зусиллях. В основу даного методу була покладена вже не друга, а третя стадія напружено-деформованого стану елемента, при цьому епюра напружень у стиснутій зоні приймалася прямокутна, напруження в бетоні й арматурі досягали своїх граничних значень. Метод дозволяв визначати повну величину руйнівного навантаження і призначати загальний для всього перерізу коефіцієнт запасу k .

Величина навантаження, що допускається, знаходилася шляхом ділення зусилля, що руйнує, на цей коефіцієнт ($M = Mp/k$, $N = Np/k$). Цей метод більш об'єктивно відтворював дійсну роботу перерізів, підтверджувався експериментально і був кроком вперед у теорії розрахунку залізобетонних конструкцій. Несучу здатність перерізу для елемента, що згинається, визначали за формулою

$$M_{ser} = R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (2.2)$$

де R_s , R_b – граничні міцнісні характеристики арматури і бетону; x – висота стиснутої зони бетону; h_0 – робоча висота перерізу.

До недоліків методу розрахунку по руйнівних зусиллях слід віднести введення єдиного коефіцієнта запасу k , що не міг враховувати різні особливості роботи як вихідних матеріалів, так і зовнішніх навантажень.

Розрахунки прогинів, утворення і розкриття тріщин як у методі розрахунку по напруженнях, що допускаються, так і в методі розрахунку по руйнівних зусиллях детально не розглядалися і мали наближений характер.

На зміну двом попереднім методам, починаючи з 1955 р., приходять більш сучасний і більш обґрунтований метод розрахунку по граничних станах. Цей метод є фактично розвитком методу по руйнівних зусиллях. Сутність нового методу полягає в тому, що в ньому чітко встановлюються задані граничні стани конструкцій (чи то за міцністю, чи то за деформативністю, чи то за тріщиноутворенням і т.д.) і вводиться система розрахункових коефіцієнтів (не один, а багато), що гарантують конструкцію від настання цих станів при самих несприятливих сполученнях навантажень і найменших значеннях міцнісних характеристик матеріалів. Іншими словами, які великі не були б навантаження і які б малі не були міцнісні характеристики бетону й арматури, заданий граничний стан не наступить. Міцність перерізів у цьому методі визначається також за третьою стадією, але безпека роботи конструкції під навантаженням оцінюється не одним коефіцієнтом запасу, а цілою системою науково обґрунтованих коефіцієнтів. Конструкції, запроектовані за методом граничного стану, виходять, як правило, більш економічні, ніж запроектовані з використанням інших методів.

Розглянемо докладно прийнятий в існуючих нормах СНиП 2.01.03-84* метод розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами [1, 7].

2.3. Метод розрахунку за граничними станами

Відповідно до діючих будівельних норм залізобетонні конструкції розраховують за методом граничних станів. Під граничним станом розуміють такий стан конструкції, після досягнення якого подальша експлуатація стає неможливою унаслідок втрати здатності протидіяти зовнішнім навантаженням або одержанням неприпустимих переміщень чи місцевих ушкоджень. Існує дві групи граничних станів: I – за несучою здатністю; II – за придатністю до нормальної експлуатації.

Розрахунок по першій групі виконують для запобігання руйнування (розрахунок по міцності), утрати стійкості (розрахунок на поздовжній вигин, перекидання, ковзання), утомлене руйнування (розрахунок на витривалість).

Розрахунок по II групі граничних станів проводять для недопущення розвитку надмірних деформацій (прогинів, кутів поворотів), появи тріщин, обмеження ширини розкриття тріщин у бетоні і т.п.

Такий метод розрахунку гарантує, що за період нормальної експлуатації будинку чи споруди не наступить жодний з граничних станів. Конструкції розраховують за цими станами у стадії експлуатації, виготовлення, збереження, транспортування і монтажу.

Відповідно до розглянутого методу всі типи навантажень поділяються на три види: *постійні, тимчасові й особливі*. До *постійних навантажень* відносяться: власна вага конструкцій, тиск ґрунту чи води на підпірні стінки, греблі, гідротехнічні споруди, а також зусилля попереднього напруження; до *тимчасових навантажень* відносяться вітрові, снігові, а також дуже великий клас корисних навантажень від устаткування, складування матеріалів, людей, транспортних засобів, розміщення меблів, приладів, технологічного оснащення, стелажів для книг і т.п. Тимчасові навантаження у свою чергу підрозділяються на *тимчасові тривалої дії і тимчасові нетривалої дії (короткочасні)*. Так, внутрішні цегельні перегородки відносяться до тимчасових навантажень тривалої дії, а вага технологічного матеріалу і людей до навантажень нетривалої дії. Окремі види тимчасових навантажень підрозділяються на два типи (частина тривалої дії, а частина нетривалої дії). Так, снігове навантаження може мати частину тривалого характеру дії, а частину короткочасної дії. Для III снігового району 30% від загальної ваги приймається тривалої дії, а 70% – нетривалої. Тимчасові навантаження від мостових кранів також мають частину загального навантаження тривалої дії і частину нетривалої дії (50÷60% тривалої дії, інша частина нетривалої).

До *особливих навантажень* відносяться сейсмічні (землетрус, виверження вулканів), вибухові (різке порушення технологічного процесу чи результат воєнних дій – бомбардування, артобстріли, вплив ударної хвилі від вибуху бомби), різке деформування земної поверхні (наявність підроблювальних територій, карстові явища, вплив мульди осідання ґрунту).

Усі типи навантажень (постійні, тимчасові й особливі) вводяться в розрахунок тільки у певному сполученні. Існує два види сполучень – *основне* й *особливе*. В *основне* включаються постійні й тимчасові навантаження, в *особливе* входять постійні, тимчасові тривалого характеру й одна з особливих.

Усі регламентаційні вимоги по навантаженнях наведені в нормативному документі СНиП 2.01.07–85 [9].

Слід відзначити ще одну важливу особливість у визначенні навантажень. Усі навантаження в методі розрахунку по граничних станах підрозділяються на *характеристичні* й *розрахункові*, зв'язок між якими встановлюється:

$$q = \gamma_f \cdot q_{ser}, \quad (2.3)$$

де q – розрахункове навантаження; γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню, що встановлюється для кожного виду навантаження самостійно ($\gamma_f = 1,1$ для власної ваги залізобетонних конструкцій, $\gamma_f = 1,2 \div 1,3$ для тимчасових корисних навантажень, $\gamma_f = 0,9$ для ваги підпірних стін і т.п.); q_{ser} – нормативне навантаження, установлене за результатами багатопланового аналізу її значення, або за паспортними даними, або по геометричних розмірах і середній густині речовини, або за наведеними у нормах значеннями.

Важливе значення має задання міцнісних характеристик матеріалів у методі розрахунку за граничними станами. У нормах [6, 7] міцнісні характеристики матеріалів (опір бетону й арматури) також, як і навантаження, поділяються на *характеристичні* й *розрахункові*. Співвідношення між ними має наступний вигляд:

$$R = \frac{R_{ser}}{\gamma_i}, \quad (2.4)$$

де R_{ser} – нормативний опір матеріалу; R – розрахунковий опір; γ_i – коефіцієнт надійності, практично завжди більший одиниці для першої групи граничних станів і рівний одиниці для другої групи граничних станів.

Розрахунковий опір матеріалів (бетону й арматури) завжди менше нормативного, тобто з метою підвищення надійності розрахунку дійсні міцнісні характеристики матеріалів штучно занижуються.

Нормативну призмову міцність бетону визначають за емпіричною формулою $R_{b,ser} = B (0,77 - 0,00125B)$, (2.6) але не менше $0,72B$.

Розрахунковий опір бетону для розрахунку за першою групою граничних станів визначають діленням нормативного опору (формула (2.4)) на відповідні коефіцієнти надійності по бетону – при стиску $\gamma_{bc} = 1,3$, при розтягу $\gamma_{bt} = 1,5$; допускається приймати $\gamma_{bt} = 1,3$ якщо виконується контроль міцності бетону на розтяг.

При розрахунку конкретних залізобетонних конструкцій, які працюють у заданих складних умовах, допускається коригувати розрахунковий опір бетону шляхом множення цієї величини на коефіцієнти умов роботи

($\gamma_{b1}, \gamma_{b2}, \gamma_{b3}, \gamma_{b4}, \gamma_{b5}$ і т.д.). Дані коефіцієнти можуть як підвищувати розрахункові опори, так і знижувати їх. Значення цих коефіцієнтів наводяться в нормах СНиП 2.03.01-84*.

Нормативний опір арматури $R_{s,ser}$ установлюють з урахуванням статистичної мінливості міцності з довірчою імовірністю 0,95 і приймають рівним для стержнєвої арматури фізичній границі текучості σ_y чи умовній границі текучості $\sigma_{0,2} = 0,8\sigma_u$, де σ_u – тимчасовий опір арматури при розтязї. Для високоміцної арматури найчастіше нормативний опір арматури приймають рівним тимчасовому опору σ_u .

Розрахункові опори арматури на розтяг і стиск при розрахунку за першою групою граничних станів знаходять за формулою

$$R_s = R_{s, ser} / \gamma_s, \quad (2.8)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності по арматурі, для А240С, А300С $\gamma_s = 1,05$; для А400С $\gamma_s = 1,1$; для В_p-I $\gamma_s = 1,1$; для В-II, В_p-II, К-7, К-19 $\gamma_s = 1,2$.

При розрахунку елементів на дію поперечної сили розрахункові опори арматури знижуються введенням коефіцієнта умов роботи $\gamma_{sl} = 0,8$, позначають цей опір величиною R_{sw} .

Крім того, розрахункові опори арматури R_s , R_{sc} і R_{sw} слід множити на додаткові коефіцієнти умов роботи: γ_{s3} , γ_{s4} – при багаторазовому прикладанні навантаження; γ_{s5} – у зоні передачі напруження на бетон; γ_{s6} – для високоміцної арматури, що працює при напруженнях вище умовної границі текучості.

Таким чином, підводячи підсумок існуючим міцнісним параметрам бетону й арматури, можна зробити висновок про те, що для бетону існують у нормах тільки дві міцнісні характеристики R_b , R_{bt} , а для арматури три – R_s , R_{sc} , R_{sw} . Слід строго розрізняти характеристичні і розрахункові опори бетону й арматури: характеристичні опори – більші величини, а розрахункові опори – менші. Значення нормативних й розрахункових опорів бетону й арматури наведені в додатках I і II. При визначенні навантажень характеристичні навантаження менші величини, а розрахункові – більші.

Загальний принцип розрахунку залізобетонних конструкцій за першою групою граничних станів зводиться до того, що переріз конструкцій буде мати необхідну міцність, якщо зусилля від зовнішніх розрахункових навантажень не перевищують зусиль, сприйманих перерізом при розрахункових опорах матеріалів з урахуванням коефіцієнтів умов робіт.

РОЗДІЛ 3

ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

До елементів, що згинаються, відносяться плити, балки, ригелі рам, підпірні стінки, фундаменти та цілий ряд інших конструкцій. Вони можуть бути самостійними чи входити до складу окремих конструкцій і споруд, таких як ребристі балкові перекриття, елементи каркасів споруд, мостів, естакад, резервуарів, панельних будівель і т.п.

Плити. Плитами називають плоскі конструкції, товщина яких δ значно менше ширини b і довжини l . Товщину монолітних плит приймають: для покриттів 40-50 мм, для міжповерхових перекриттів житлових і громадських будинків – 60 мм, для плит з легкого бетону класу 7,5 і нижче – 70 мм. Мінімальна товщина збірних залізобетонних плит – 25-30 мм.

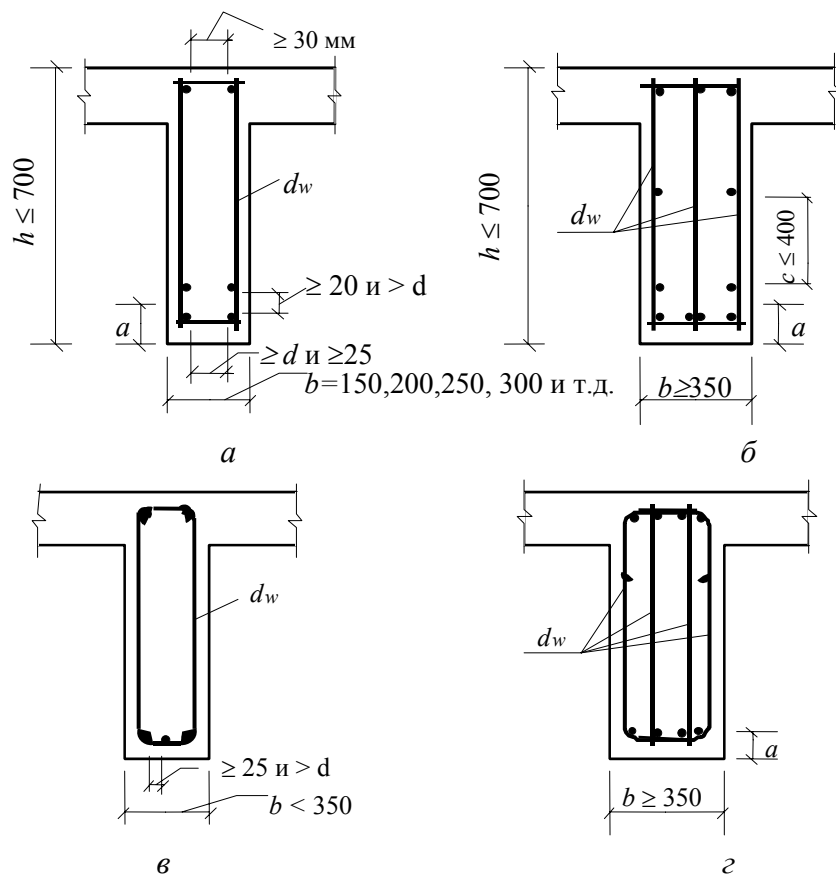
Армують плити звареними або в'язаними сітками. Стержні робочої арматури плит приймають від 3 до 10 мм, установлюючи їх у середній частині прольоту плити знизу і на опорах угорі з кроком 100-200 мм при товщині плити менше 150 мм і з кроком, рівним $1,5\delta$ – при товщині плити більш 150 мм, але не більше 400 мм.

Площу перерізу робочої арматури плит визначають розрахунком. У суцільних плитах відстань між робочими поздовжніми стержнями не повинна перевищувати 400 мм, причому площа перерізу стержнів, доведених до опори, повинна складати не менше 1/3 площі стержнів у прольоті. Розподільчі стержні, які спрямовані перпендикулярно до робочих і утворюють з ними сітку, забезпечують правильне положення робочих стержнів, сприймають невраховані за розрахунком зусилля від усадки бетону і зміни температури, а при дії місцевих навантажень розподіляють їх на велику площу. Діаметр розподільчих стержнів призначають від 3 до 8 мм, крок 200–350 мм, площа поперечного перерізу розподільчої арматури повинна складати не менше 10% від площі робочої.

У порожнистих чи ребристих плитах робочу арматуру у вигляді стержнів чи канатів розташовують по осі кожного ребра плити або поблизу від цієї осі. Верхні полки обов'язково армують плоскими розрахунковими або конструктивними сітками.

Балки. Балкою називають лінійну конструкцію, в якій розміри поперечного перерізу значно менші від її довжини. Поперечні перерізи залізобетонних балок без попереднього напруження арматури звичайно бувають прямокутні, таврові (з полицею угорі чи знизу) або трапецієподібні. Залежно від призначення, величини навантаження і довжини прольоту висота балок змінюється в широких межах – от 1/8 до 1/15 прольоту. У балках з попередньо напруженою арматурою висота може складати тільки 1/20 прольоту. З метою типізації елементів висоту перерізу балок приймають кратною 50 мм (150, 200, 250 і т.д.) до 600 мм і кратною 100 мм при більшій висоті. Ширина перерізу приймається рівною $0,3 \div 0,5h$.

Балки армують поздовжніми робочими стержнями, поперечними стержнями (хомутами) і монтажними стержнями для з'єднання поздовжніх і поперечних стержнів у жорсткі каркаси. В окремих випадках балки можуть мати відігнуті (похилі) стержні, що називаються відгинами. Діаметр поздовжньої робочої арматури повинен бути не менше 10 мм. Межі зміни цього діаметру складають від 10 до 40 мм. У балках розрізняють робочу, конструктивну і монтажну арматури. *Робоча* встановлюється з розрахунку, *конструктивна* – за умовами надійного і зручного при бетонуванні конструктивного рішення сіток і каркасів, *монтажна* – для кріплення робочої і конструктивної арматури у єдиний каркас. Для зручності укладання бетону відстань у світлі між окремими стержнями повинна складати не менше діаметра арматури і не менше 25 мм для нижніх рядів і не менше 30 мм для верхніх. Можливі поперечні перерізи для зварених і в'язаних каркасів наведені на рис. 3.1.



**Рис. 3.1 – Розміщення арматури в поперечному перерізі балок:
а, б – зварені каркаси; в, г – в'язані каркаси**

Поперечне армування виконують у вигляді замкнутих чи не замкнутих хомутиків. Робочу поперечну арматуру встановлюють на ділянці 1/4 прольоту від опор, а конструктивну поперечну арматуру в середній частині прольоту. Поперечна арматура потрібна, щоб не відбувалося руйнування балок по похилих перерізах від зусилля Q , а поздовжня арматура, щоб не було руйнувань по нормальних перерізах від згинаючого зусилля M .

3.1. Розрахунок міцності за нормальними перерізами

Розглянемо роботу простої залізобетонної балки на двох шарнірних опорах під впливом зовнішнього навантаження P . У міру зростання навантаження в балці з'являються нормальні тріщини, розташовані в середній частині балки, і похилі, розташовані ближче до опор. При наближенні навантаження до граничного, балка може руйнуватися або за нормальними перерізами, або за похилими (рис. 3.2).

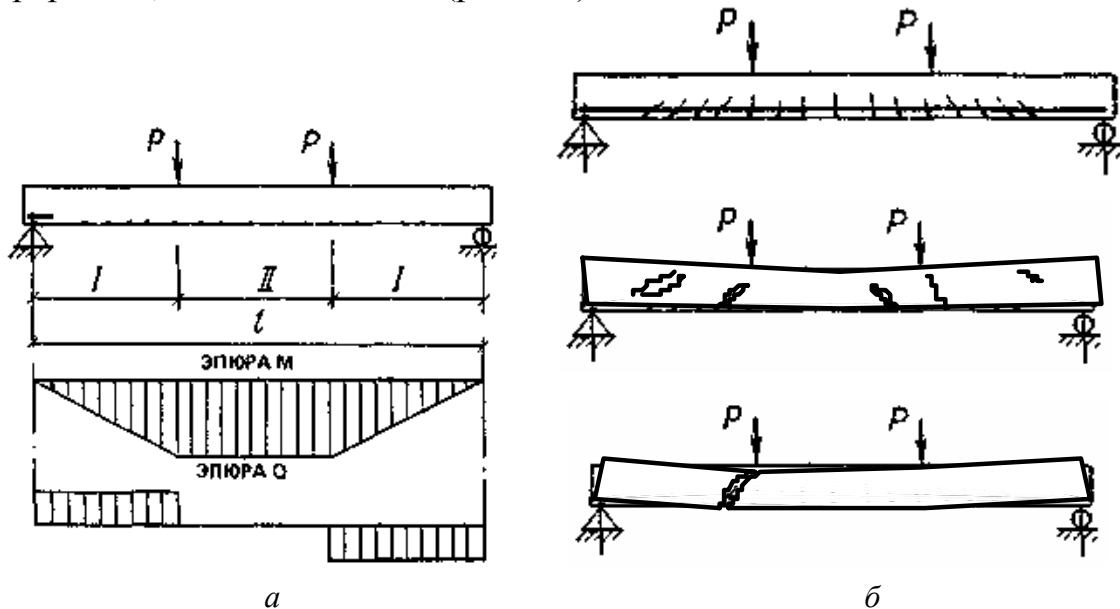


Рис. 3.2 – Можливі форми руйнування залізобетонної балки при згині:
а – епюри внутрішніх зусиль M і Q у балці; б – розвиток нормальних і похилих тріщин і можливе руйнування за нормальними чи похилими перерізами

Необхідно чітко уявляти, що руйнування по нормальних перерізах відбувається від дії згинаючого моменту M , а руйнування – по похилих перерізах від дії поперечної сили Q .

Проаналізуємо докладніше процес руйнування по нормальних перерізах. Залежно від величини площі перерізу арматури, розташованої в нижній частині балки, може змінюватися висота стиснутої зони бетону x . А зміна висоти стиснутої зони x приводить до можливих двох форм руйнування перерізу – або по розтягнутій зоні (по арматурі), або по стиснутій зоні (по бетону). Розрахункова схема внутрішніх зусиль у довільному перерізі балки, що згинається, може бути показана у вигляді умовної схеми, наведеної на рис. 3.3.

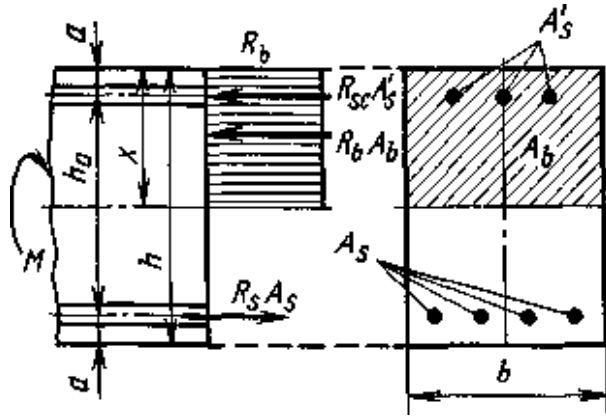


Рис. 3.3 – Розрахункова схема внутрішніх зусиль для елемента, що згинається, з подвійною арматурою

У зв'язку з тим, що розглядається плоска система зусиль, то для неї можна скласти три рівняння рівноваги. Одне з них (сума проєкцій усіх сил на вертикальну вісь y) дає тотожність, рівну нулю. Залишаються ще два рівняння:

$$\sum N_{x-x} = 0; \quad M_{A_s} = 0.$$

Запишемо ці два рівняння докладніше:

$$\sum N_{x-x} = 0; \quad R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s; \quad (3.1)$$

$$M_{A_s} = 0; \quad M = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (3.2)$$

У цих рівняннях R_s , R_{sc} , R_b – розрахункові опори арматури (розтягнутої і стиснутої) і бетону; A_s і A'_s – площі перерізу розтягнутої і стиснутої арматури.

З рівняння (3.1) визначають висоту стиснутої зони бетону x , а з рівняння (3.2) – несучу здатність елемента, що згинається. Значення A_s і A'_s вважаються відомими.

Розмежування між двома випадками руйнування за нормальними перерізами роблять по параметру $\xi = x/h_0$, що зветься відносна висота стиснутої зони бетону. Цю величину порівнюють із граничною відносною висотою стиснутої зони бетону ξ_R .

Якщо $\xi \leq \xi_R$, то буде відбуватися руйнування по розтягнутій зоні перерізу (по арматурі); якщо $\xi > \xi_R$, те руйнування буде по стиснутій зоні бетону (по бетону). Це другий випадок руйнування, характерний для переармованих перерізів.

Значення величини ξ_R характеристичні документи рекомендують знаходити за залежністю

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.3)$$

де $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$; R_b – призмova міцність бетону в МПа; σ_{SR} – напруження в арматурі залежно від способу його створення, $\sigma_{SR} = R_s$ для ненапружених елементів; $\sigma_{sc,u}$ – граничне напруження в арматурі стиснутої зони, рівне 400 МПа при $\gamma_{b_2} = 1$ і 500 МПа при $\gamma_{b_2} = 0,9$.

При розрахунку перерізів залізобетонних елементів прагнуть до першого випадку руйнування як найбільш економічного; переармовані перерізи (другий випадок руйнування) економічно недоцільні, але вони можуть виникати при дотриманні конструктивних вимог і знакозмінних моментах, а також в окремих випадках вимог підвищеної тріщиностійкості.

3.1.1. Елементи прямокутного профілю

При проектуванні елементів прямокутного профілю, що згинаються, можуть виникати різні задачі підбору поздовжньої арматури. Найчастіше зустрічаються задачі підбору нижньої розтягнутої арматури при умовній чи фактичній відсутності верхньої (стиснутої) арматури. Такі задачі називаються – підбір арматури в згинаних елементах з одиночною арматурою.

Умову міцності для таких елементів записують у вигляді

$$M \leq \gamma_{b_2} R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3.4)$$

або

$$M \leq R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right). \quad (3.5)$$

Висоту стиснутої зони визначають з рівняння

$$R_s A_s = R_b \cdot b \cdot x; \quad (3.6)$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b A_b}. \quad (3.7)$$

Для підбору арматури користуються табличним способом. Сутність його полягає в наступному. При заданому зовнішньому моменті M і параметрах перерізу b і h визначають коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2}. \quad (3.8)$$

За цим коефіцієнтом з табл. 3.1 визначають допоміжні коефіцієнти ξ і ζ . Значення α_m , ξ і ζ можна інтерполювати. У деяких літературних джерелах параметри α_m , ζ і ξ позначені A_0 , η і ξ .

За параметром ξ перевіряють умову $\xi \leq \xi_R$, а потім знаходять розрахункову площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0}. \quad (3.9)$$

Користуючись сортаментом арматури, підбирають конкретну площу арматури з вказівкою її діаметра. Після чого перевіряють відсоток армування перерізу

$$\mu\% = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100. \quad (3.10)$$

Якщо елемент, що згинається, має подвійну арматуру, тоді можливі дві проектно-розрахункові задачі:

1. Задано розміри b і h і зовнішній момент M . Потрібно визначити площі перерізів A_s і A'_s .

Приймається рівність $x = \xi_R h_0$, тоді можна визначити A'_s , користуючись рівнянням (3.2):

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \gamma_{b_2} R_b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}; \quad \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R), \quad (3.11)$$

Таблиця 3.1 – Допоміжна таблиця для розрахунку елементів прямокутного перерізу, що згинаються, з одиночною арматурою

$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0,5\xi$	α_m	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 1 - 0,5\xi$	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,10	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,165	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

а потім з рівняння (3.1) визначається A_s :

$$A_s = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} + \xi_R \frac{R_b b h_0}{R_s}. \quad (3.12)$$

2. Задано розміри b і h і стиснута арматура A'_s , а також зовнішній момент M . Потрібно визначити A_s .

Спочатку визначається параметр α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2}; \quad (3.13)$$

потім з табл. 3.1 знаходять значення ξ , після чого знаходять A_s :

$$A_s = \frac{R_{sc} A'_s}{R_s} + \xi \frac{R_b b h_0}{R_s}; \quad (3.14)$$

Якщо виявиться, що $\alpha_m > \alpha_R = 0,455$, тоді площу A'_s збільшують до таких значень α_m , щоб воно стало менше α_R , або збільшують розміри перерізу b і h .

3.1.2. Елементи таврового профілю

Елементи таврового профілю широко застосовуються у практиці промислового, цивільного і сільськогосподарського будівництва. Тавровий переріз мають балки, прогони, підкранові балки, плити покриття, елементи монолітних перекриттів, арки та цілий ряд інших елементів.

Таврові перерізи економічніші прямокутних, тому що площа стиснутого бетону при наявності стиснутої полиці збільшується, а непрацюючого – розтягнутого – скорочується. В основному таврові перерізи армують у розтягнутій зоні розрахунковою арматурою, у стиснутій полиці встановлюють тільки конструктивну арматуру.

У монолітних ребристих перекриттях ширина полиці b'_f приймається не більше відстані між поздовжніми ребрами c (рис. 3.5) і не більше $1/3$ прольоту поздовжнього ребра з додаванням ширини b .

Для вільних звисів b'_f обмежується розмірами звисів: у кожному ступені не більш $6h'_f$ при відношенні $h'_f/h > 0,1$, при меншому відношенні величина звису приймається $3h'_f$.

При розрахунку таврових перерізів розрізняють два характерних випадки, пов'язаних з положенням нейтральної осі. Може бути розташування цієї осі в полиці, а може бути в ребрі. Для визначення випадку розрахунку використовують величину несучої здатності полиці M_f :

$$M_f = \gamma_{b_2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f). \quad (3.15)$$

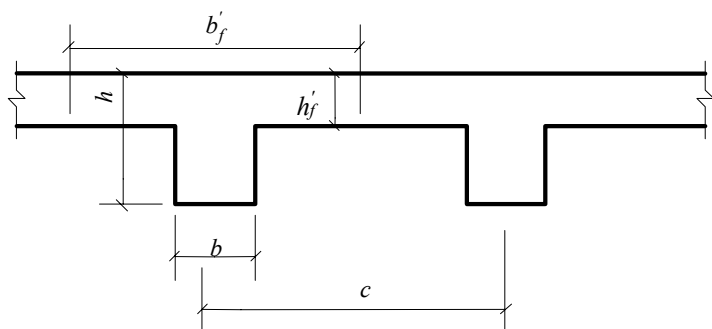


Рис. 3.5 – Основні параметри таврових перерізів

Якщо $M_f > M$, де M – зовнішній момент, тоді нейтральна вісь проходить у полиці, і розрахунок виконують як для прямокутного перерізу шириною b'_f . Якщо $M_f < M$, тоді нейтральна вісь опускається в ребро і розрахунок виконують з урахуванням роботи окремо ребра й окремо полиць. У наступних записах γ_{b_2} умовно опускають. Умову міцності для першого випадку розрахунку записують у вигляді

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5x). \quad (3.16)$$

Положення висоти стиснутої зони бетону x визначають з рівняння

$$R_b b'_f x = R_s A_s. \quad (3.17)$$

Для випадку, коли нейтральна вісь перетинає ребро, умову міцності записують у вигляді

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f). \quad (3.18)$$

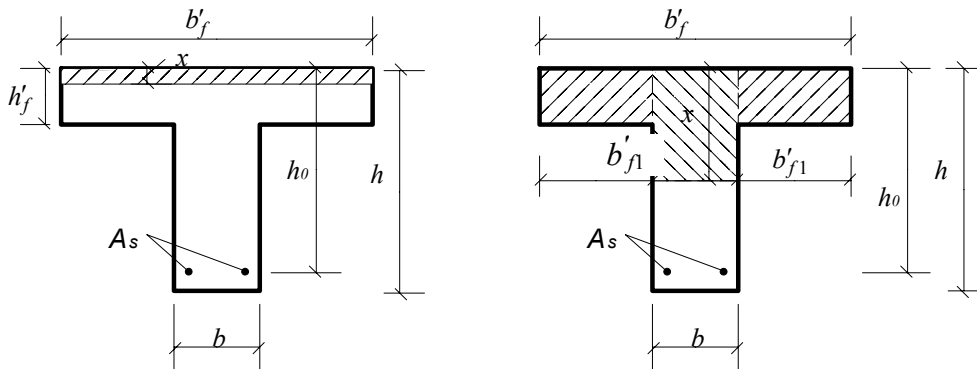


Рис. 3.6 – Розташування нейтральної осі в таврових перерізах (у полиці й ребрі)

Підбір арматури для таврових перерізів виконують в такій послідовності:
1) визначають розташування нейтральної осі за формулою (3.15);
2) якщо нейтральна вісь проходить у полиці, тоді обчислюють параметр α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2},$$

по цьому параметру з табл.3.1 знаходять ξ і ζ ;

3) обчислюють площу арматури A_s :

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0} ;$$

4) якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, тоді спочатку визначають величину моменту, що сприймають зв'язи полиці:

$$M_{f_1} = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f); \quad (3.19)$$

5) за цим моментом обчислюють частину робочої арматури A_{s_1} :

$$A_{s_1} = \frac{M_{f_1}}{R_s (h_0 - 0,5 h'_f)}; \quad (3.20)$$

6) потім визначають другу частину арматури, що відповідає роботі ребра: $\alpha_m = \frac{M - M_{f_1}}{R_b b h_0^2}$; за табл.3.1 знаходять ζ і ξ

$$A_{s_2} = \frac{M - M_{f_1}}{\zeta R_s h_0}; \quad (3.22)$$

7) визначається сумарна площа арматури:

$$A_s = A_{s_1} + A_{s_2}. \quad (3.23)$$

3.2. Розрахунок міцності за похилими перерізами

Від дії зовнішніх навантажень руйнування по похилих перерізах може відбуватися від згинаючого моменту, від поперечної сили і від роздроблення стиснутої зони між похилими тріщинами, викликане дією головних стискаючих напружень.

Умову міцності похилого перерізу на дію поперечної сили виводять з правил рівноваги приопорної частини залізобетонного елемента, відсіченого похилою тріщиною (рис.3.7). Міцність похилого перерізу вважається забезпеченою, якщо поперечна сила від зовнішніх навантажень менше поперечної сили, сприйманої похилим перерізом:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s, inc}, \quad (3.24)$$

де Q – рівнодіюча зовнішніх навантажень, розташована по одну сторону від похилого перерізу (рис.3.7); Q_b – поперечне зусилля, сприймане бетоном стиснутої зони в похилому перерізі; Q_{sw} і $Q_{s, inc}$ – поперечні сили, сприймані хомутами і відгинами.

Величина Q визначається в перерізі на відстані c від опори.

Щоб виключити роздроблення бетону стиснутої зони між похилими тріщинами, слід перевіряти умову

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w_1} \varphi_{b_1} R_b b h_0, \quad (3.25)$$

де

$$\varphi_{w_1} = 1 + 5 \alpha \mu_{sw}; \quad (3.26)$$

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs}$; A_{sw} – загальна площа перерізу поперечної арматури;
 $\varphi_{b_1} = 1 - \beta R'_b$; $\beta = 0,01$ для важких і дрібнозернистих бетонів, $\beta = 0,02$ для легких бетонів.

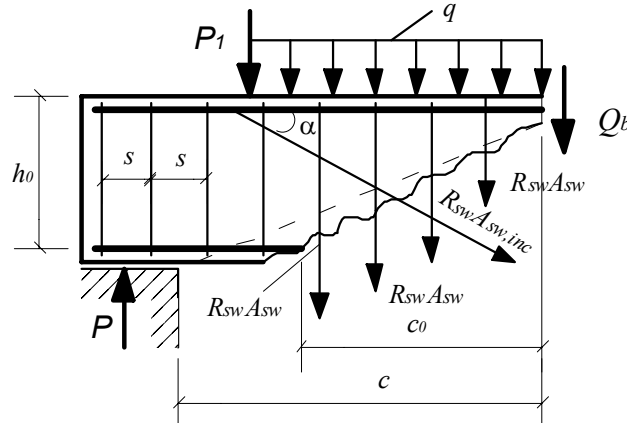


Рис. 3.7 – Розрахункова схема внутрішніх зусиль у похилому перерізі

Якщо умова (3.25) не задовольняється, необхідно збільшити розміри перерізу чи підвищити клас бетону. Величину Q_b визначають

$$Q_b = \frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}; \quad (3.27)$$

де $\varphi_{b_2} = 2$ для важких бетонів, $\varphi_{b_2} = 1,5 \div 1,9$ для легких бетонів; φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив полиць у таврових перерізах на підвищення поперечної сили Q_b :

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0}; \quad (3.28)$$

Величину b'_f приймають не більш $3h'_f + b$; φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив на поперечну силу поздовжнього зусилля P_0 , що обжимає бетон

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_0}{R_{bt} b h_0}; \quad \varphi_n \leq 0,5. \quad (3.29)$$

Сума коефіцієнтів φ_f і φ_n з одиницею не перевищує 1,5:

$$1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5.$$

Особливої уваги заслуговує величина c – довжина проекції найбільш небезпечного варіанта руйнування по бетону. Норми рекомендують визначати c за формулою

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q}}, \quad (3.30)$$

де q – зовнішнє рівномірно-розподілене навантаження.

Однак для зосереджених сил c приймають рівним відстані від опори до першої зосередженої сили, але не менше h_0 . Максимальне значення c

різними авторами приймається по-різному від $c = 2,5h_0$ до $c = 3,33h_0$, у нормах величина c не регламентована. Тому можна рекомендувати $h_0 \leq c \leq 2,5h_0$ для рівномірно розподіленого навантаження, при цьому $c_{\max} = 0,16\varphi_{b_4} R_{bt} b$; $\varphi_{b_4} = 1,5$; а для комбінованих навантажень $h_0 \leq c \leq 3,33h_0$.

Значення Q_{sw} можна обчислити за формулою

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (3.31)$$

де q_{sw} – зусилля в хомутах на одиницю довжини s ,

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}. \quad (3.32)$$

Значення c_0 знаходять за формулою

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (3.33)$$

при цьому вводять обмеження $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$.

При обчисленні Q_b аналізують мінімальне значення Q_b , при якому сам бетон може сприйняти зовнішню поперечну силу без хомутів:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b_3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (3.34)$$

$\varphi_{b_3} = 0,6$ для важких бетонів і $\varphi_{b_3} = 0,5$ для легких бетонів. Якщо виявиться, що $Q \leq Q_{b,\min}$, тоді поперечна арматура в розрахунку не потрібна, вона встановлюється конструктивно. Ці конструктивні вимоги наступні: крок поперечної арматури s приймають залежно від висоти балки. Якщо $h \leq 450$ мм, то $s = h/2$ і не більш 150 мм, якщо $h > 450$ мм, то $s = h/3$ і не більше 500 мм.

Для хомутів, встановлених за розрахунками, повинна задовольнятися умова $q_{sw} \geq Q_{b,\min} / 2h_0$.

Величину поперечної сили, сприймана відгинами, обчислюють за формулою

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw,inc} A_{sw,inc} \sin \alpha. \quad (3.35)$$

Для визначення сумарної площі похилих стержнів (відгинів) можна скористатися формулою, виходячи з нерівності (3.24):

$$\Sigma A_{sw,inc} = \frac{Q - (Q_b + Q_{sw})}{R_{sw} \sin \alpha}. \quad (3.36)$$

При розрахунку відгинів перевіряють кілька контрольних перерізів, у яких відбувається зміна армування поперечною арматурою.

3.3. Конструктивні особливості елементів, що згинаються

Для визначення економічності прийнятих конструктивних рішень після розрахунку елементів, що згинаються, за нормальними перерізами необхідно визначити коефіцієнт армування μ :

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}, \text{ чи в } \% \mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\%. \quad (3.37)$$

Для плит раціональним відсотком армування вважається $\mu = 0,1 \div 0,5\%$, для балок $\mu = 1,5 \div 2\%$. Мінімальний відсоток армування $0,05\%$ для плит і балок.

Діаметр поперечної арматури (хомутів) рекомендується приймати в межах $0,25d_{np}$, де d_{np} – діаметр поздовжньої арматури. Крок поперечних стержнів призначається або з розрахунку, або конструктивно відповідно до вказівок п.3.2. Розрахунковий крок хомутів устанавлюється на приопорних ділянках у межах $1/4$ прольоту, в середній частині прольоту крок хомутів приймають рівним $3/4h$, відстані між хомутами – кратними 50 мм.

Величина захисного шару для поперечної арматури повинна складати не менше 10 мм, для поздовжніх стержнів захисний шар призначається не менше діаметра арматури і не менше 20 мм. У плитах захисний шар для робочої арматури може складати 10 мм, а для монтажної 5 мм. Площа поперечних конструктивних стержнів приймається не менше 10% перерізу робочої арматури.

З метою уніфікації висота балок призначається дільною 50 мм, якщо вона на більше 600 мм, і дільною 100 мм при великих розмірах. Ширину балок приймають $(0,3 \div 0,5)h - 100, 120, 150, 200, 220, 250$ і далі дільною 50 мм. У балках шириною 150 мм і більше встановлюють не менш двох каркасів, при ширині менше 150 мм допускається встановлювати один каркас.

При армуванні балок в'язаними каркасами діаметр хомутів приймають не менше 6 мм при висоті балок до 800 мм, і не менше 8 мм при більшій висоті. Хомути в прямокутних перерізах виконують замкнутими, у таврових відкритими зверху. У балках шириною більше 350 мм устанавлюють багатогілкові хомути.

У балках висотою більше 700 мм у бічних граней ставлять додаткові поздовжні стержні на відстанях за висотою не більше 400 мм, площа кожного з цих стержнів повинна складати не менше 0,1% від площі бетонної частини перерізу, рівній напівсумі відстаней до найближчих стержнів і половині ширини балки. Ці стержні разом з поперечною арматурою стримують розкриття похилих тріщин.

Якщо висота балок складає менше 150 мм допускається не встановлювати поперечну арматуру, можна обмежитися тільки сполучними стержнями.

Відстань від торця арматури до грані бетонного перерізу повинна складати $10 \div 15$ мм у балках і $5 \div 10$ мм у плитах.

РОЗДІЛ 4

СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

До стиснутих елементів відносяться колони, стояки рам, верхні пояси і стояки залізобетонних ферм, перегородки і стіни будинків, стіни прямокутних резервуарів з покриттям, елементи сільськогосподарських споруд та багато інших конструкцій. У більшості випадків стиснуті елементи сприймають вплив поздовжньої сили N і згинаючого моменту M . У цьому випадку говорять про позацентрово стиснутий елемент. Ексцентриситет $e_0 = M/N$, що з'являється в цьому випадку, називають розрахунковим. Якщо ж момент M відсутній, а діє тільки стискаюча сила N , то даний вид стиску називається умовно центрально стиснутим елементом з випадковим ексцентриситетом. Розмір випадкового ексцентриситету e_a приймають рівним більшому зі значень: $1/600$ довжини елемента і $1/30$ висоти перерізу елемента, але не менше 1 см.

При розрахунку стиснутих елементів з'являється небезпека прояву втрати стійкості. Втрата стійкості розглядається 1-го роду, тобто при дії критичної сили N_{cr} відбувається інтенсивне руйнування стиснутого елемента від зростання прогинів. У розрахунках це явище оцінюють за допомогою коефіцієнтів φ і η .

4.1. Розрахунок умовно центрально стиснутих елементів

Умовно центрально стиснутим елементом називається такий, в якого є тільки стискаюче зусилля N , а $M = 0$. Такі елементи можуть ще називатися стиснутими елементами з випадковими ексцентриситетами. У літературі існує спрощений метод розрахунку несучої здатності таких елементів. Розрахункова довжина їх не повинна перевищувати $\ell_0 \leq 20h$, армовані вони симетричною арматурою класів А240С, А300С, А400С, а переріз має квадратну чи прямокутну форми.

Умова міцності для цих елементів має наступний вигляд:

$$N = \eta\varphi[R_b A_b + R_{sc}(A_s + A'_s)] , \quad (4.1)$$

де N – розрахункова поздовжня сила; A_b – площа бетону, $A_b = bh$; A'_s і A_s – верхня і нижня площі перерізу арматури; η – коефіцієнт поперечного перерізу, $\eta = 1$ при $h > 200$ мм і $\eta = 0,9$ при $h \leq 200$ мм; φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, що залежить від гнучкості елемента $\lambda = l_0/h$;

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A_b} , \quad (4.2)$$

при цьому $\varphi_b \leq \varphi_s$; R_{sc} – розрахунковий опір арматури стиску. Значення коефіцієнтів φ_s і φ_b наведені в табл.4.1.

У таблиці прийняті такі позначення: N – повне розрахункове навантаження; N_l – навантаження тривалої дії; l_0 – розрахункова довжина колони; приймають для збірних конструкцій $l_0 = H$, для монолітних $l_0 = 0,7H$, де

H – висота поверху. У чисельнику наведені значення φ_s , якщо площа проміжних стержнів між крайніми рядами $A_{s1} < (A_s + A'_s)/3$, а в знаменнику, якщо $A_{s1} \geq (A_s + A'_s)/3$, де A_{s1} – площа внутрішніх проміжних стержнів.

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнтів φ_s і φ_b залежно від λ і відношення N_ℓ / N

Гнучкість $\lambda = l_0/h$	Значення φ_b для			Значення φ_s для		
	$N_l/N = 0$	0,5	1,0	$N_l/N = 0$	0,5	1,0
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,92/0,92	0,92/0,92
8	0,9	0,91	0,90	0,92/0,91	0,91/0,91	0,91/0,90
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,85	0,81	0,89/0,87	0,87/0,83	0,86/0,80
16	0,86	0,80	0,74	0,87/0,84	0,84/0,79	0,82/0,7
18	0,83	0,73	0,63	0,84/0,80	0,80/0,72	0,77/0,66
20	0,80	0,65	0,55	0,81/0,75	0,75/0,65	0,70/0,58

Послідовність розрахунку арматури при заданих параметрах перерізу b і h полягає в наступному. Спочатку задають значення $\eta = \varphi = 1$, потім визначають $(A_s + A'_s)$:

$$A_s + A'_s = \frac{\frac{N}{\eta\varphi} - R_b A_b}{R_{sc}}. \quad (4.3)$$

Після цього визначають за формулою (4.2) значення φ з урахуванням параметрів φ_b і φ_s по табл.4.1. Потім при отриманому значенні φ , вже не рівному 1, уточнюється сумарна площа A_s і A'_s . За цією площею по сортаменту підбирають конкретну арматуру і розподіляють по перерізу. Цей метод розрахунку називається методом послідовних наближень.

При вирішенні задачі по одночасному підборі площі бетону й арматури при заданому навантаженні приймають $\eta = \varphi = 1$ і додатково задають коефіцієнт армування $\mu = 0,01$. Використовуючи формулу (4.1), можна одержати площу перерізу бетону

$$A_b = \frac{N}{\eta\varphi(R_b + \mu R_{sc})}. \quad (4.4)$$

Ця площа служить для визначення розмірів перерізу b і h . Розміри приймають дільними 50 мм. Після цього визначають площу арматури за вищенаведеною методикою. Максимальний відсоток армування колон не повинен перевищувати 3%.

4.2. Конструктивні особливості стиснутих елементів

Колони армують поздовжніми стержнями діаметром 12-40 мм, для збірних конструкцій мінімальний діаметр арматури повинен бути не менше 16 мм. Клас арматури приймаємо А300С, А400С, в окремих випадках А500С. Поперечну арматуру виконують з сталі класу А240С і Вр-I. Діаметр поперечної арматури не менше 5 мм, приймається в межах $0,25d_{прод.}$, найчастіше діаметр поперечної арматури 6-8 мм. Поздовжні стержні вста-

новлюють з кроком не більше 400 мм. Тому, якщо з розрахунку досить установити два стержні по одній грані при її ширині 500 мм, то за конструктивними вимогами між ними повинен бути встановлений ще один стержень діаметром 12-16 мм. Мінімальний захисний шар бетону повинен бути не менше діаметра арматури і не менше 20 мм. Поперечна арматура встановлюється з урахуванням умов зварювання різних діаметрів. Вимоги по співвідношенню діаметрів, що зварюються, викладені в спеціальних інструктивних матеріалах. Не рекомендується зварювати діаметри 3, 4, 5 мм з діаметрами 16, 20, 25 мм унаслідок перепалу поперечної арматури.

Насичення поперечного перерізу стиснутих елементів поздовжньою арматурою оцінюють коефіцієнтом (чи відсотком) армування μ (μ у %). В елементах з випадковим ексцентриситетом $\mu = (A_s + A'_s)/bh$, а в елементах з розрахунковим ексцентриситетом встановлюють два значення μ : для розтягнутої зони – $\mu = A_s/bh_0$ і для стиснутої зони – $\mu' = A'_s/bh_0$. Оптимальним відсотком армування вважається $\mu=1\div2\%$. Мінімальний встановлюється залежно від гнучкості елемента. При гнучкості $\lambda < 17$ $\mu_{\min} = 0,05\%$ (для A_s і A'_s), при гнучкості $17 \leq \lambda \leq 35$ $\mu_{\min} = 0,1\%$, при гнучкості $35 \leq \lambda \leq 83$ $\mu_{\min} = 0,2\%$, при гнучкості $\lambda > 83$ $\mu_{\min} = 0,25\%$. Рекомендується максимальне значення $\mu = 3\%$; більший відсоток армування допускається тільки при відповідному обґрунтуванні.

При загальному насиченні елемента поздовжньою арматурою більш 3% крок хомутиків приймають не більше 300 мм і $10d$. При призначенні кроку хомутиків конструктивні поздовжні стержні діаметром 12 мм до уваги не приймають.

Позацентрально стиснуті елементи виконують з бетону класу В15 і вище (включаючи стояки рам, окремі колони і розпірки), важко навантажені колони з $N \geq 2000$ кН повинні виготовлятися з бетону класу не нижче В25. Якщо колони виконують монолітними і висота будинку не перевищує трьох поверхів, то для робочої поздовжньої арматури може прийматися арматура діаметром 12 мм. Мінімальний переріз колон повинен бути не менше 250х250 мм. Великі розміри приймають з градацією 50 мм, 100 мм, тобто 300х300; 350х350; 350х400; 400х400; 400х600; 500х500; 500х600, 500х800 і т.д.

РОЗДІЛ 5

ПЛОСКІ ПЕРЕКРИТТЯ

Найбільш розповсюдженими конструкціями, використовуваними в промисловому, цивільному і сільськогосподарському будівництві, є перекриття, що являють собою горизонтальні конструкції, які розділяють суміжні поверхи по висоті будинку. Поряд з плоскими перекриттями можуть застосовуватися також інші види перекриттів, наприклад, склепіння, аркові, мембранні, структурні конструкції простої або складної форми. Однак плоскі залізобетонні перекриття одержали найбільше поширення завдяки їх простоті, економічності, вогнестійкості, довговічності, незначній трудомісткості та гігієнічності.

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі перекриття можна розділити на два основні типи: балкові й безбалкові. Балкові перекриття являють собою плоскі плити, підкріплені балками, розташованими в одному чи двох напрямках. У безбалкових перекриттях плити спираються безпосередньо на колони через спеціальні конструктивні елементи, розташовані над колонами. Ці елементи (розширення) називають капітелями. Плити можуть спиратися на колони без капітелей при використанні так званих безригельних каркасів.

За способом виготовлення залізобетонні плоскі перекриття підрозділяють на збірні, збірно-монолітні й монолітні. Збірні перекриття дозволяють при відносній швидкості виготовлення перекривати значні прольоти. У монолітних конструкціях плити і балки працюють спільно, утворюючи нерозрізну дуже міцну конструкцію. У збірно-монолітних перекриттях використовують в основному збірні плити, між якими замонолічуються окремі смуги уздовж плит. Таке рішення дозволяє підвищувати загальну жорсткість перекриттів і застосовується часто в зонах з підвищеною сейсмічністю.

Те чи інше конструктивне рішення перекриттів приймають залежно від призначення будинку чи споруди і з урахуванням необхідних економічних показників.

Слід звернути особливу увагу на статичну роботу самої плити, що знаходиться або між балками, або між іншими опорними елементами. Ці плити можуть працювати або тільки в одному, або в двох напрямках. Якщо плита працює в одному напрямку (в короткому), тоді вона називається балковою, якщо плита працює у двох напрямках (у довгому і короткому), тоді вона називається контурною (опертою по контуру). Умовно в розрахунковій практиці введені такі співвідношення: якщо $l_2/l_1 \leq 2$, тоді така плита вважається опертою по контуру; l_2 – велика сторона плити, l_1 – менша сторона; якщо $l_2/l_1 > 2$, тоді така плита вважається балковою.

Звідси і поділ плоских перекриттів на наступні види:

- 1) збірні й збірно-монолітні ребристі з балковими плитами;
- 2) монолітні ребристі з балковими плитами;
- 3) монолітні ребристі з плитами, опертими по контуру;
- 4) безбалкові плоскі перекриття.

Для спрощення аналізу існуючих плоских монолітних перекриттів розглянемо два їхні типи: балкові ребристі перекриття і безбалкові перекриття.

5.1. Балкові ребристі перекриття

Даний тип перекриттів був запропонований ще наприкінці XIX ст. і широко застосовується і в наш час. Розглянемо це перекриття в монолітному варіанті. Схема його наведена на рис. 5.1. Воно складається з трьох основних елементів: головних балок (1), другорядних балок (2) і плит перекриття (3), що спираються на другорядні балки. Головні балки можуть спиратися на колони або на стіни будинку. Розташовуються головні балки в поздовжньому чи поперечному напрямках. Переважніше треба розташовувати головні балки в поперечному напрямку, тому що таке рішення підвищує загальну жорсткість будинку і зменшує утворення тінювих мішків на стелях внутрішніх приміщень. Проліт головних балок знаходиться в межах $6 \div 9$ м. Висота перерізу $1/8 \div 1/12$ від прольоту. Ширина $b = (0,3 \div 0,4) h$.

Другорядні балки спираються на головні. Прольоти другорядних балок 5-7 м. Висота перерізу $1/15 \div 1/20$ прольоту. Кількість другорядних балок, що спираються на головні, повинна бути в межах двох-трьох на проліт головних балок. В окремих випадках їх може бути чотири. При більшій кількості знижуються техніко-економічні показники перекриття. Крок другорядних балок може прийматися $b = 1,7 \div 2,7$ м з градацією 100 мм. Ширина перерізу другорядних балок дорівнює $0,4 \div 0,5$ висоти перерізу.

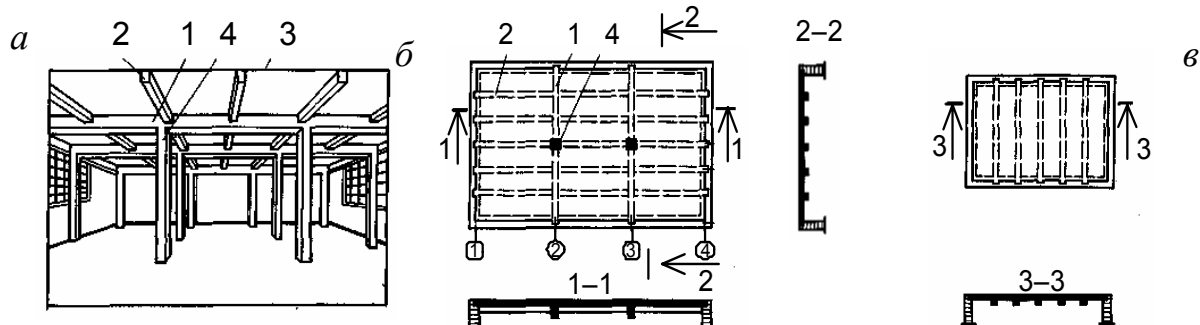


Рис. 5.1 – Монолітне ребристе перекриття з балковими плитами

*а – зовнішній вигляд перекриття; б – план монолітного перекриття;
в – монолітне перекриття без головних балок; 1 – головні балки;
2 – другорядні балки; 3 – плита; 4 – колони*

Монолітну плиту укладають безпосередньо на другорядні балки. Економічна ефективність монолітного ребристого балкового перекриття значною мірою залежить від товщини плити h_f . У цивільних будинках вона приймається рівною $50 \div 60$ мм, у промислових і сільськогосподарських – $60 \div 90$ мм.

При розрахунку монолітного ребристого перекриття передбачається, що рівномірно розподілене навантаження послідовно передається з плит на другорядні, а потім на головні балки.

Розрахунок і армування монолітних плит. Цей розрахунок виконують у два етапи: спочатку визначають розрахункову схему плити і знаходять згинаючі моменти M , а при необхідності поперечні сили Q ; потім визначають необхідну площу робочої арматури і задають паралельно спосіб армування.

При розрахунку балкових плит з монолітного перекриття вирізують умовну смугу шириною 1 м, перпендикулярну до другорядних балок, які вважаються опорами. Як розрахункову схему плити приймають багатопрольотну нерозрізну балку з жорсткими опорами. Прольотами цієї балки l_0 служать відстані у світлі між другорядними балками, за винятком першого прольоту, де спирання можливе на стіну будівлі, тоді перший розрахунковий проліт збільшується на половину довжини спирання плити.

Навантаження на плиту складається з постійної g (власна вага плити і підлоги) і тимчасової (корисної) v . При ширині смуги 1 м повне навантаження $q = g + v$, що приходить на 1 м^2 плити, воно слугитиме одночасно і навантаженням на 1 пог. метр смуги.

Згинальні моменти в смугі – балці визначають з урахуванням перерозподілу моментів. Прольотний і опорний моменти в першому прольоті складають (рис. 5.2):

$$M_{sp} = \frac{ql_{01}^2}{11}; \quad M_{on} = \frac{ql_{01}^2}{11}. \quad (5.1)$$

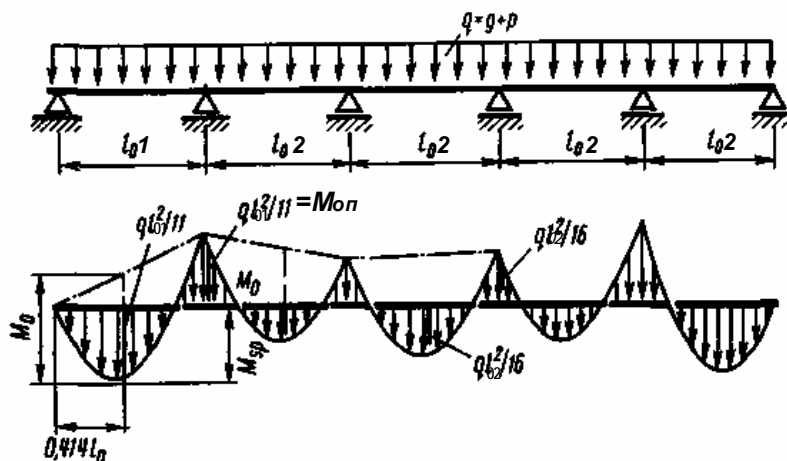


Рис. 5.2 – Розрахункова схема балкової плити і визначення в ній згинальних моментів

У середніх прольотах і на середніх опорах моменти рівні

$$M_{sp} = M_{on} = \frac{ql_{02}^2}{16}. \quad (5.2)$$

Формули (5.1) і (5.2) дозволяється використовувати в статичних розрахунках, якщо розміри прольотів відрізняються один від одного не більше ніж на 20%.

Звичайно розрахунок плит на поперечну силу не проводять, тому що міцність похилого перерізу, як правило, забезпечена завдяки великій ширині плити.

Площу перерізу робочої арматури плити при розрахунку різних перерізів (у прольотах і на опорах) визначають як для прямокутного елемента, що згинається, з одиночною арматурою шириною $b = 100$ см і висотою h_f . Знаходять табличний параметр α_m (в деяких підручниках цей параметр позначається A_0)

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2}. \quad (5.3)$$

Потім за таблицями визначають коефіцієнт ζ і обчислюють необхідну площу арматури A_s :

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0}. \quad (5.4)$$

При прольотах, що відрізняються один від одного більше ніж на 20%, чи якщо потрібно виконати розрахунок на розкриття тріщин у розтягнутих зонах, розрахунок плит ведуть за пружною схемою. У цьому випадку за розрахункові прольоти плит приймають відстань між осями другорядних балок $1,05l_0$ (при ширині балок більше $0,05l_0$, де l_0 – проліт другорядної балки у світлі). Значення навантажень на плиту приймають трохи зменшеними:

$$q' = g + v/2; \quad v' = v/2,$$

де g і v – розрахункові значення постійного і тимчасового навантажень.

Розрізняють найбільш розповсюджені три способи армування плит: *безперервний, роздільний і окремими стержнями*. Перші два способи засновані на використанні зварних сіток заводського виготовлення, що укладаються з розташуванням робочих стержнів у напрямку, перпендикулярному до другорядних балок.

Безперервне армування (рис. 5.3, а) здійснюють рулонними сітками, що розгортаються уздовж головних балок. Сітки в цьому випадку мають діаметр робочої арматури не більше 5 мм класу Вр-I. У прольоті сітку кріплять до опалубки цвяхами з підкладанням фіксаторів, а на опорах її укладають поверх арматури каркасів другорядних балок, причому в крайніх прольотах з підвищеними згинальними моментами доцільно укласти другу додаткову рулонну сітку над основною. Головний перегин сітки з прольоту на опору здійснюють на відстані 0,25 прольоту плити від осі другорядної балки.

Роздільне армування (рис. 5.3, б) застосовують при діаметрі робочої арматури більше 6 мм класу А-III (А-400С). Плоскі сітки укладають роздільно в прольоті зі своєю робочою арматурою і на опорах зі своєю розрахунковою робочою арматурою. Виходячи з умов уніфікації, часто в прольо-

тах і на опорах укладають сітки з однаковою робочою арматурою, але розміри цих сіток різні. Існують стандартні рулонні і плоскі сітки, що випускаються заводами, і номенклатура їхня наведена ГОСТах або ДСТУ. При проектуванні плит прагнуть використовувати існуючі стандартні сітки.

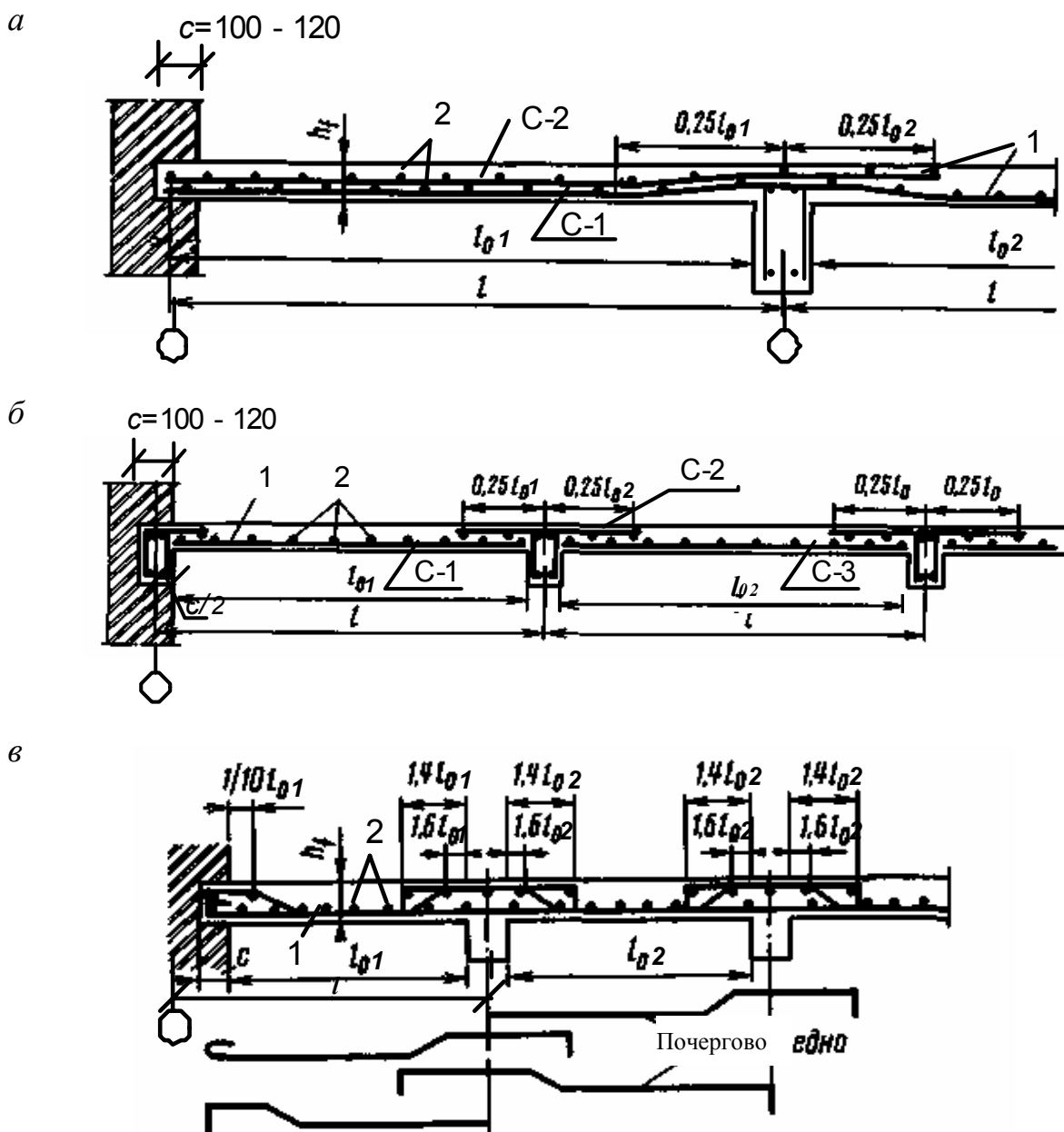


Рис. 5.3 – Арматування балкових плит:

а – рулонними сітками (безперервний спосіб); б – плоскими сітками (роздільний); в – окремими стержнями; 1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура

Армування плит окремими стержнями (рис. 5.3, в) застосовують при відсутності на будівельному майданчику готових зварених сіток або при малому обсязі робіт, тому що даний спосіб дуже трудомісткий і неіндустриальний. Діаметр робочих стержнів може прийматися від 6 до 16 мм, в окремих випадках цей діаметр може бути і більшим. Крок між робочими стержнями залежить від товщини плити. У плитах товщиною до 15см крок

стержнів приймають не більше 20 см, у плитах товщиною 15 см і більше крок складає не більше $1,5 h_f$. Відповідно до епюри моментів частина пролітної арматури переводиться в опорну робочу за допомогою відгинів. Одночасно відгини сприймають розтягуючі зусилля від поперечної сили, їх виконують під кутом 30° чи 45° .

Площа арматури, що доводиться до опори, повинна складати не менше $1/3$ площі перерізу поздовжніх стержнів, обчисленої за найбільшим прольотним згинальним моментом, причому відстань між цими стержнями повинна складати не більше 350 мм. Переріз розподільної (поперечної) арматури повинен становити не менше 10% площі робочої арматури і не менше 3-х стержнів на 1 м. Плити товщиною більше 80 мм армують трьома типами стержнів, що чергуються (рис. 5.3, б), менше 80 мм – окремими прямими стержнями і прямими П-виразними скобами, що чергуються, на опорах. Якщо арматура використовується гладкого профілю, то кінцеві ділянки її в зоні опор на стіну мають петлевиразний загин.

Розрахунок і армування другорядної балки. Другорядні балки розраховують аналогічно балковим плитам відповідно до методу граничної рівноваги. На другорядні балки діють навантаження: від власної ваги самої балки, монолітної плити і підлоги, а також тимчасове корисне навантаження. Навантаження на другорядну балку представляють у вигляді погонного на 1 метр шляхом множення значення обчисленого навантаження (в кН/м^2) на ширину вантажної смуги, рівної кроку другорядних балок.

Якщо число прольотів другорядної балки дорівнює п'яти і більше, то як розрахункову схему приймають нерозрізну багатопрольотну (умовно приймається п'ять прольотів) балку, опорами для якої служать головні балки. За розрахунковий проліт приймають відстань у світлі між гранями головних балок $l_0 = l_{oc} - b_{zl}$; при спиранні другорядної балки на стіну розрахунковим прольотом вважається відстань від осі площі спирання на стіні до грані головної балки (рис. 5.4, а). Якщо ж число прольотів другорядної балки менше 5, то розрахункова схема залишається з фактичним числом прольотів. Зусилля в такій балці знаходять за довідковими таблицями.

Розрахункові моменти в балках при значеннях довжини прольотів, що відрізняються не більше ніж на 20%, з урахуванням перерозподілу зусиль, дозволяється встановлювати за наступними формулами:

у першому прольоті

$$M_{sp} = \frac{ql_{01}^2}{11} ; \text{ на опорі В } M_B = \frac{ql_{01}^2}{14} ; \quad (5.5)$$

у середніх прольотах

$$M_{sp} = \frac{ql_{02}^2}{16} ; \text{ на опорах С, Д } M_C = \frac{ql_{02}^2}{16} . \quad (5.6)$$

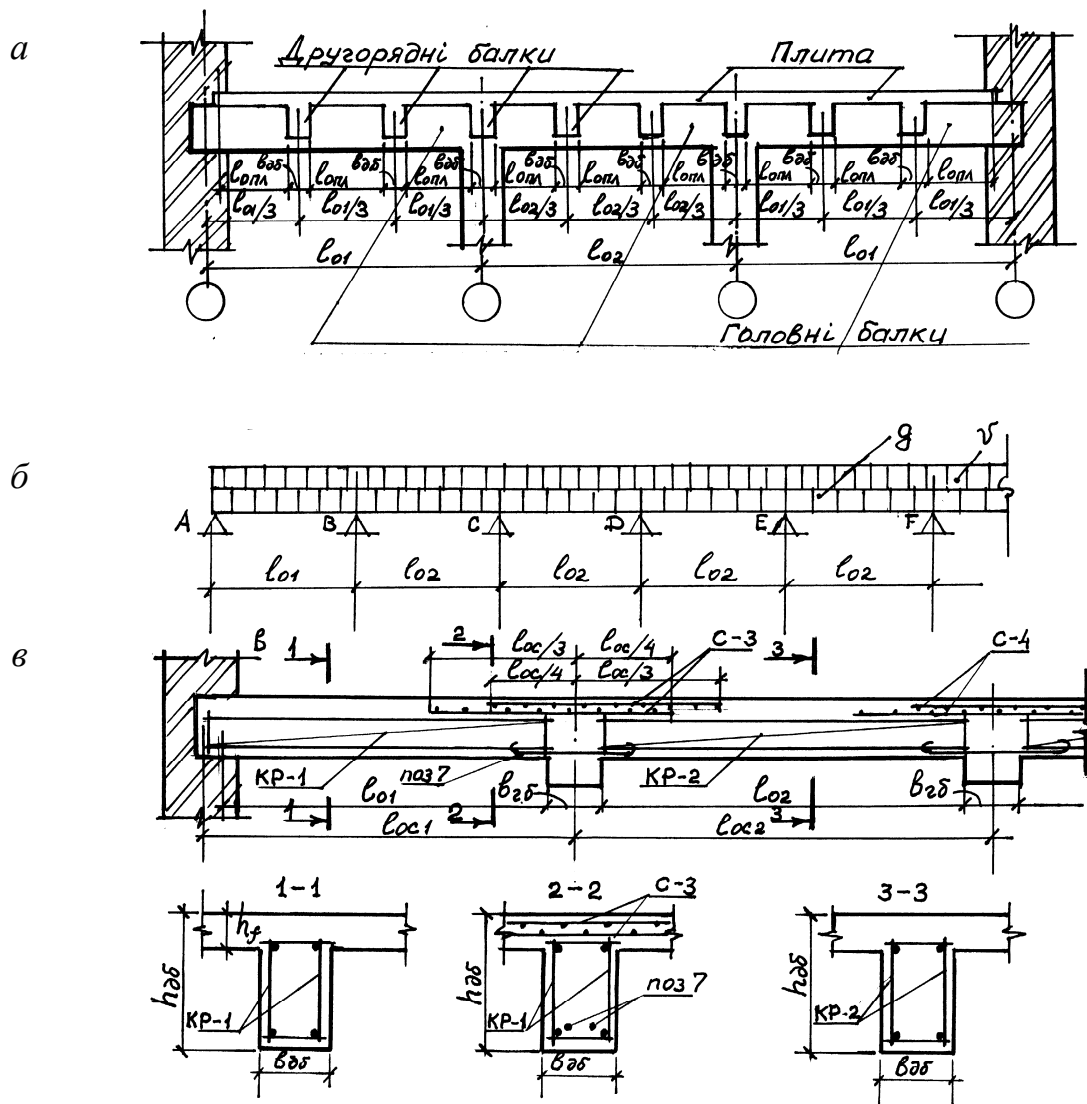


Рис. 5.4 – Розрахункова схема й армування другорядної балки:
а – опалубна схема; б – розрахункова схема; в – армування другорядної балки
зварними каркасами і плоскими сітками

З урахуванням впливу різних варіантів завантаження тимчасовим навантаженням прольотів другорядної балки необхідно враховувати побудову огинаючої епюри моментів, що залежить від співвідношення тимчасового і постійного навантажень (v/g). Для різних співвідношень слід знаходити значення надпорного моменту в другому і наступному прольотах, що викликають у ряді випадків розтягання верхньої зони другорядних балок. Значення таких моментів наведені на рис. 5.5.

Огинаючу епюру моментів будують залежно від двох розрахункових схем завантаження: 1) повне навантаження $q = v + g$ знаходиться в непарних прольотах (1, 3, 5) і умовно постійна $q' = g + v/4$ знаходиться в парних прольотах (2, 4); 2) повне навантаження $q = v + g$ знаходиться в парних прольотах (2, 4), а $q' = g + v/4$ знаходиться в непарних прольотах (1, 3, 5).

Додатком до постійного навантаження тимчасовим $v' = v/4$ враховується опір головних балок до повороту другорядних балок.

Значення поперечних сил обчислюють за наступними формулами: на крайній вільній опорі

$$Q_A = 0,4(g + v)l_{01}; \quad (5.7)$$

на першій проміжній опорі ліворуч

$$Q_{B,l} = 0,6(g + v)l_{01}; \quad (5.8)$$

на першій проміжній опорі праворуч і наступних опорах

$$Q_{B,r} = 0,5(g + v)l_{02}. \quad (5.9)$$

Різниця у значеннях поперечних сил пояснюється впливом опорних моментів.

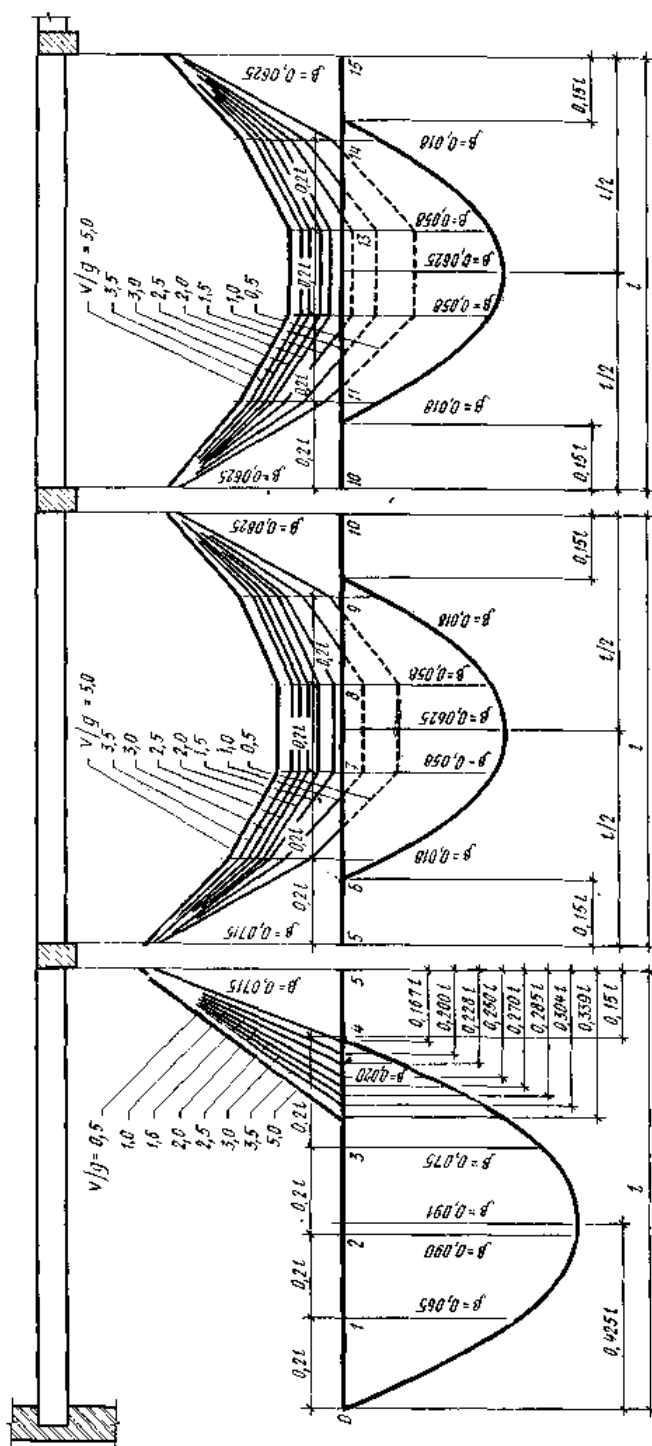
Необхідну площу робочої поздовжньої і поперечної арматур одержують відповідно до розрахунків за першою групою граничних станів, використовуваних при розрахунках елементів, що згинаються.

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури в нижній зоні балок обчислюють за максимальними прольотними моментами у першому і другому прольотах, а площу перерізу арматури у верхній зоні (над опорами) визначають за максимальними опорними моментами. За розрахунковий переріз другорядної балки в прольоті приймають тавровий переріз з шириною полиці b'_f не більше l_{oc} , а над опорами – прямокутний, оскільки в цьому випадку верхня плита попадає в розтягнуту зону й у роботі перерізу не бере участі. Ці перерізи розраховують як такі, що згинаються з подвійною арматурою.

Розрахунок і конструювання поперечної арматури в похилих перерізах в зоні опор (на відстані $1/4l_{oc}$ виконують на дію поперечних сил, обчислених за формулами (5.7)-(5.9) як для елементів, що згинаються. У середній частині прольоту поперечна арматура встановлюється за конструктивними вимогами ($s = 3/4h$), кратно 50 мм, але не більше 500 мм).

Армування другорядних балок може виконуватися звареними каркасами і сітками або в'язаними каркасами і сітками з окремих стержнів. Поздовжні робочі стержні каркасів і сіток слід розміщувати відповідно до епюр моментів, що огинають балку, заводячи за точки теоретичного обриву стержнів на $20d$, де d – діаметр арматури; поперечні стержні встановлюють відповідно до епюр поперечних сил.

Якщо кількість каркасів чи окремих стержнів у прольоті складає три, чотири і більше, то мінімум два каркаси або два стержні треба доводити до граневої опори головних балок і опорних торців другорядних балок над стінами, тому що кінцеві ділянки балок повинні сприймати випадкові силові впливи, а також усадку, зміни температури, удари тощо. Каркаси, що доводяться до опор у зоні головних балок, зв'язують за допомогою стикових стержнів, що пропускаються через головні балки. Проектне положення каркасів і сіток в опалубці забезпечується за допомогою спеціальних фіксаторів, що перешкоджають зсуву арматури при заливанні бетоном.



v/g	Номера точек														
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				
0,5	-0,0715	0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625				
1	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625				
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0	-0,02	-0,0625	-0,019	-0,004	+0,004	-0,019	-0,0625				
2	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625				
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625				
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625				
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625				
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,021	-0,032	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,015	-0,032	-0,0625				
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,021	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625				
5	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625				

Рис.5.5 – Величини коефіцієнтів β для визначення моментів у середніх прольотах балок та на опорах залежно від співвідношення навантажень v/g . Епюри розрахункових ординат додатних і від'ємних моментів $M = \beta(g + v)l_0^2$

У верхній зоні (переріз над опорами) другорядні балки можуть армуватися рулонними чи плоскими сітками, а також надопорними П-подібними каркасами. Розподільча арматура сіток може одночасно бути робочою надопорною арматурою плити.

Розрахунок і армування головних балок. Зовнішні навантаження на головні балки передаються вже не у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, як це було в монолітній плиті і другорядній балці, а у вигляді зосереджених сил, прикладених у місцях спирання другорядних балок. Як розрахунковий проліт для головних балок приймають відстань між осями опор.

Зовнішні навантаження, прикладені по осях колон, не впливають на значення згинальних моментів і поперечних сил у головних балках, тому їх у розрахунку не враховують. Власна вага головних балок приводиться до зосереджених сил, прикладених у місцях спирання другорядних балок. Розрахункова схема чотирьох-прольотної головної балки наведена на рис.6.6, *а*. Тут же показана епюра моментів для постійного навантаження.

Висоту перерізу головних балок приймають в межах $(1/8 \div 1/15)l$, а ширину перерізу $b = (0,3 \div 0,5)h$.

Особливістю побудови епюр внутрішніх зусиль M і Q для головних балок є те, що необхідно будувати для цих балок епюри моментів, які огинають, і поперечних сил, тобто необхідно розглядати різні варіанти навантаження прольотів головної балки тимчасовим навантаженням v . Це навантаження може діяти в першому і третьому, у другому і четвертому, у двох суміжних прольотах і т.д.

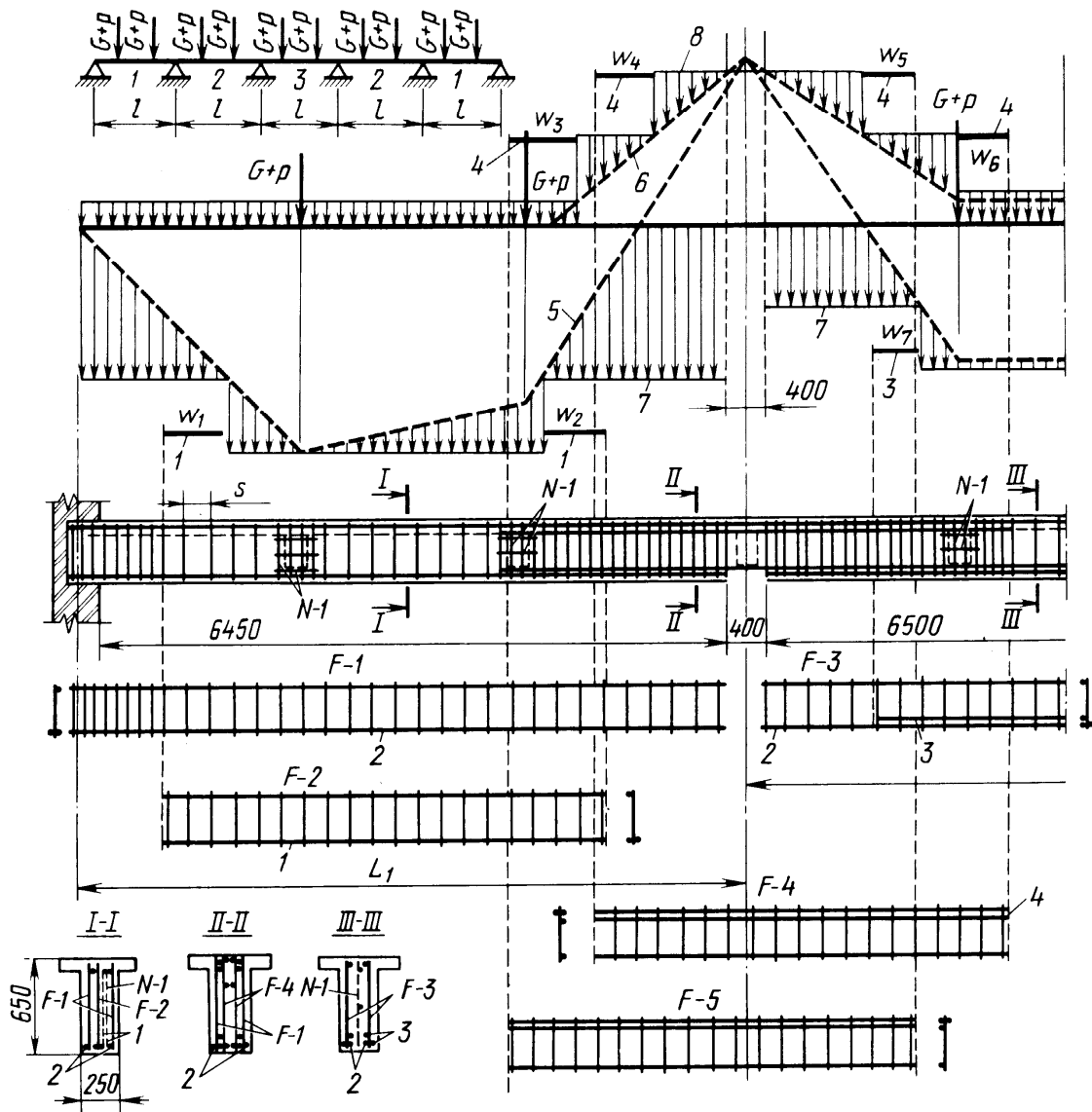


Рис. 5.6 – Розрахункова схема і варіант армування головної балки:

F-1 і F-3 – наскрізні прольотні каркаси, F-2 – скорочені прольотні каркаси; F-4 – опорні каркаси, що зміщуються один відносно другого відповідно до згинаючої епюри опорних моментів, N-1 – сітки в зонах перетину головних балок із другорядними; 1,3 – поздовжні робочі стержні каркасів F-2, F-3, що обриваються в прольоті; 2 – поздовжні робочі стержні каркасів F-1 і F-3, що доводяться до опор, 4 – поздовжні робочі стержні каркасів F-4; 5, 6 – епюри опорних і прольотних розподілених (теоретичних) моментів; 7, 8 – те ж дійсних моментів, що витримуються перерізами балки

Для можливості побудови таких епюр існують спеціальні таблиці, які дозволяють за допомогою готових коефіцієнтів визначати в характерних точках величина згинальних моментів і поперечних сил для різних варіантів завантаження. Як приклад таких таблиць наведена табл. 5.1.

Таблиця 5.1 – Згинальні моменти і поперечні сили нерозрізних трипрольотних балок з рівними прольотами

При рівномірному розподіленому навантаженні $M = (\alpha g + \beta v)l^2$; $Q = (\gamma g + \delta v)l$.

При зосередженому навантаженні $M = (\alpha G + \beta V)l$; $Q = \gamma G + \delta V$.

Схема навантаження	Прольотні моменти		Опорні моменти		Поперечні сили					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^L	Q_B^{PP}	Q_C^L	Q_C^{PP}	Q_D^L
	0,08	0,025	-0,1	-0,1	0,4	-0,6	0,5	-0,5	0,6	-0,4
	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	0,45	-0,55	0	0	0,55	-0,45
	-0,025	0,075	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	0,5	-0,5	0,05	0,05
	по розрахунку	по розрахунку	-0,117	-0,033	0,383	-0,617	0,583	-0,417	0,033	0,033
	по розрахунку	по розрахунку	-0,067	-0,017	0,433	-0,667	0,083	+0,083	-0,017	-0,017
	0,244	0,067	-0,267	-0,267	0,733	-1,267	1	-1	1,267	-0,733
	0,289	-0,133	-0,133	-0,133	0,866	-1,133	0	0	1,133	-0,866
	-0,044	0,2	-0,133	-0,133	-0,133	-0,133	1	-1	0,133	0,133
	по розрахунку	по розрахунку	-0,311	-0,089	0,689	-1,311	1,222	-0,778	0,089	0,089
	по розрахунку	по розрахунку	-0,178	-0,044	0,822	-1,178	0,222	0,222	0,044	-0,044

Після побудови огинаючої епюри моментів роблять у необхідних випадках перерозподіл зусиль (зменшують опорні моменти на 20-30% і збільшують прольотні на 0,5 від величини знятого з опор моментів).

Підбір площі перерізу робочої арматури в прольотах і на опорах головної балки виконують аналогічно розрахунку другорядних балок (у прольоті тавровий переріз з відповідними параметрами, на опорі прямокутний переріз). Для підбору арматури на середній опорі приймається розрахунковий момент не по осі опори, а по грані колони, тобто

$$M_{розр}^{on} = M_B - Q_B \frac{h_{col}}{2}, \quad (5.10)$$

де h_{col} – висота перерізу колони.

Похили перерізи розраховують відповідно до вимог, визначених до розрахунку елементів, що згинаються. Поперечну силу в цьому випадку приймають з коефіцієнтом 1,3, з огляду на можливість зростання поперечної сили при перерозподілі згинальних моментів за довжиною балки.

На ділянках перетину головних і другорядних балок у верхній зоні перетинаються робоча арматура головної і другорядної балок, а також робоча арматура плити, тому при розрахунку опорних перерізів головних балок відстань від центру ваги розтягнутої робочої арматури до крайнього розтягнутого волокна приймають рівною $a = 7-9$ см.

Армування головної балки виконується плоскими зварними каркасами або окремими стержнями. Каркаси можуть виконуватися прольотними й опорними. У ряді випадків опорну арматуру встановлюють у вигляді окремих стержнів, приварених до плоских прольотних каркасів. Для економії металу в крайніх і середніх прольотах відбувається обрив других нижніх стержнів каркасів відповідно до вимог побудови епюри матеріалів (епюри арматури). Такі ж обриви можуть спостерігатися для верхньої опорної арматури. Якщо армування виконано окремими стержнями, то прольотну нижню арматуру переводять у верхню, виконуючи відгини під кутом $45^\circ-60^\circ$. У зонах опор стиснуті стержні плоских зварних каркасів охоплюють коритоподібною сіткою або окремими сполучними стержнями.

Загальна технологія влаштування монолітного ребристого перекриття полягає в тому, що спочатку в опалубку встановлюють зварені чи в'язані каркаси головних і другорядних балок, нижні їхні стержні зв'язують стиковими стержнями, далі в головних балках розміщують додаткові сітки, потім укладають зварені або в'язані сітки плит, надопорні сітки другорядних балок, після чого проводиться укладання бетонної суміші.

Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру, є різновидом ребристих плоских перекриттів. Вони складаються з балок, розташованих по осях колон у двох напрямках при співвідношенні сторін у плитах $l_2/l_1 \leq 2$. Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру, бувають двох типів: гладкі й кесонні (рис. 5.7 а, б). Перші застосовують при прольотах 4-6 м, другі – при великих прольотах 6-9 м. Застосування перекриттів цього типу виправдовується в основному вимогами архітектурної виразності, оскільки вони менш економічні, ніж перекриття з балковими плитами.

Товщина плит гладких перекриттів звичайно складає $10 \div 14$ см, а кесонних – $5 \div 10$ см.

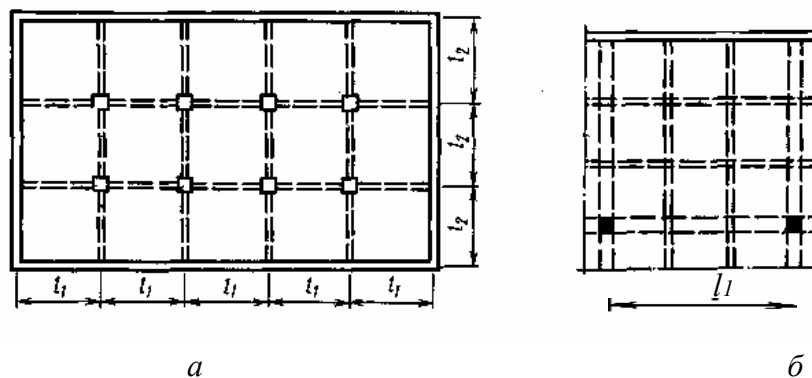


Рис. 5.7 – Конструктивні схеми монолітних ребристих перекриттів з плитами, опертими по контуру:
а – ребристі з гладкими плитами; б – кесонні

Плити, оперті по контуру, що знаходяться між основними несучими балками, розраховують найчастіше кінематичним способом за методом граничної рівноваги. Сутність цього методу полягає в тому, що граничний стан у плиті настає внаслідок утворення системи лінійних пластичних шарнірів у формі конверта (рис. 5.8), при якій плита перетворюється в сукупність твердих дисків, здатних переміщуватися без наступного збільшення зовнішнього навантаження, тобто відбувається кінематичне обертання одного диска щодо іншого.

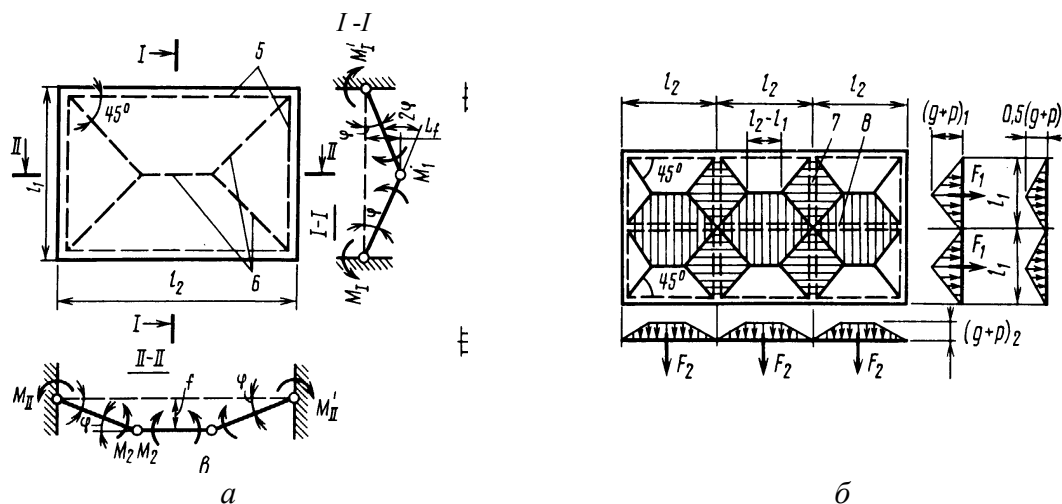


Рис. 5.8 – Розрахункова схема плити, опертої по контуру, за методом граничної рівноваги:

а – розрахункова схема плити; б – розрахункові схеми балок

Значення прольотних моментів M_1 і M_2 і чотирьох опорних моментів M_1' , M_1' , M_2 і M_2' , що діють у пластичних шарнірах, зв'язані між собою і з рівномірно розподіленим навантаженням q наступним співвідношенням:

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = l_2(2M_1 + M_1' + M_1') + l_2(2M_2 + M_2' + M_2'), \quad (5.11)$$

де l_1 – менша сторона плити (ширина); l_2 – більша сторона плити (довжина).

Формула (5.11) отримана на підставі рівності робіт зовнішніх і внутрішніх сил на можливих переміщеннях плити.

Задаючи співвідношеннями між розрахунковими моментами, задачу зводять до вирішення рівняння (5.11) з одним невідомим замість шести невідомих. Найчастіше таким невідомим є прольотний момент у короткому напрямку M_1 . Співвідношення межу моментами залежно від співвідношення прольотів рекомендується приймати в межах $1 \div 2,5$; менші значення відносяться до кутових плит, великі – до середніх внутрішніх. Такі співвідношення наведені в табл. 5.2.

Таблиця 5.2 – Співвідношення між розрахунковими моментами в плитах, опертих по контуру

l_2/l_1	M_2/M_1	M_1'/M_1 M_2'/M_1	M_2/M_1 M_2'/M_1
$1 \div 1,5$	$1 \div 0,2$	$1,3 \div 2,5$	$1,3 \div 2,5$
$1,5 \div 2$	$0,5 \div 0,15$	$1 \div 2$	$0,2 \div 0,75$

За розрахункові прольоти l_1 і l_2 приймають відстані у світлі між контурними балками. При спиранні на стіну розрахунковий прольот дорівнює відстані від грані балки до середини площини спирання.

Значення моментів, що входять у формулу (5.11), обчислюють, множачи відповідні площі перерізу арматури, що приходяться на 1 м плити A_{si} , на розрахунковий опір арматури R_s і плече внутрішньої пари сил, прийняте $z_b = 0,9h_0$:

$$M_i = R_s A_{si} z_b. \quad (5.12)$$

Плити армують плоскими звареними або в'язаними сітками при прольотах $l_1 = 2,5$ м і менше, при прольотах більше 2,5 м використовують рулонні сітки (рис. 5.9). Для сприйняття прольотних згинальних моментів у нижній частині плити укладають додаткову сітку. При армуванні плит вузькими плоскими сітками з поздовжньою арматурою нижні сітки укладають у два шари, з розташуванням робочої арматури у взаємно перпендикулярних напрямках, а верхні сітки укладають над балками з розташуванням робочих стержнів перпендикулярно до осей балок.

На балки монолітних ребристих перекриттів з плитами, опертими по контуру, передається трапецієподібне F_2 або трикутне F_1 навантаження (рис. 5.8, б), інтенсивність якого визначається залежно від співвідношення прольотів плити і вантажної площі, з якої збирають навантаження. Розрахункові прольоти балок приймають рівними відстані у світлі між колонами. Загальне навантаження на балку з трикутною епюрою дорівнюватиме:

$$F_1 = \frac{(g + v) l_1^2}{2}; \quad (5.13)$$

з трапецієподібною епюрою

$$F_2 = \frac{(g + v) l_1 (2l_2 - l_1)}{2}, \quad (5.14)$$

де g, v – постійне і тимчасове навантаження на 1 м^2 .

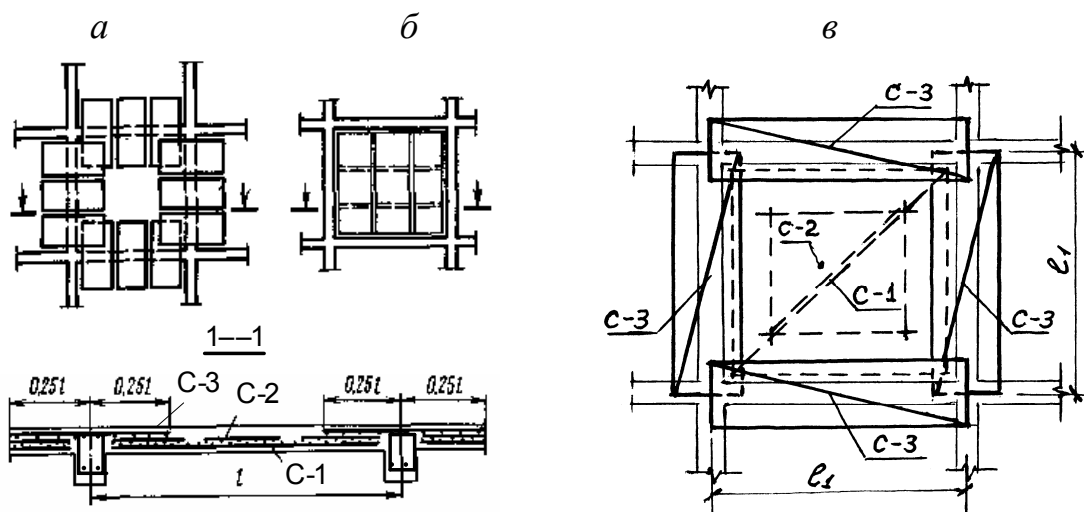


Рис. 6.9 – Армвання плит, опертих по контуру:

а – розкладання верхніх сіток при армуванні вузькими плоскими сітками;
б – розкладання нижніх сіток у тій же плиті; в – варіант армування суцільними сітками на проліт

У вільно лежачій балці згинальні моменти від такого навантаження відповідно будуть рівні

$$M_1 = \frac{(g + v)l_1^3}{12} ; \quad (5.15)$$

$$M_2 = \frac{(g + v)l_1(3l_2^2 - l_1^2)}{24} . \quad (5.16)$$

Крім того, слід враховувати рівномірно розподілене навантаження g_1 від власної ваги самої балки і частини перекриття з тимчасовим навантаженням на ній, обумовленої по вантажній смузі шириною, рівною ширині балки b .

Згинальні моменти з урахуванням нерозрізності балок і перерозподілу внутрішніх зусиль складають:

у першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M = 0,7M_0 + \frac{g_1l^2}{11} ; \quad (5.17)$$

у середніх прольотах і на середніх опорах

$$M = 0,5M_0 + \frac{g_1l^2}{16} , \quad (5.18)$$

де M_0 визначають за формулами (5.15) і (5.16).

У трипрольотній балці момент у середньому прольоті слід приймати не менше моменту защемленої балки:

$$M = 0,4M_0 + \frac{g_1l^2}{24} . \quad (5.19)$$

Поперечні сили можуть прийматися рівними $Q_1 = F_1/2$ або $Q_2 = F_2/2$ з боку однієї балки.

Порядок підбору площі перерізу арматури і принципи армування контурних балок, що обрамляють плити, такий же, як головної балки ребристого перекриття з балковими плитами.

5.2. Безбалкові перекриття

Безбалкові перекриття є різновидом плоских перекриттів і застосовуються в тих будинках і спорудах, де використовується регулярна сітка колон з квадратної чи близької до неї комірки з розмірами 4x4, 5x5, 6x6 м. Дані перекриття більш економічні за витратою матеріалів (включаючи загальну товщину перекриття), більш гігієнічні і являють собою естетичну привабливість для обслуговуючого персоналу. Тому дані перекриття використовуються найчастіше в харчовій промисловості, на підприємствах точного машинобудування, у складських приміщеннях, у демонстраційних залах і виставкових павільйонах (рис. 5.10).

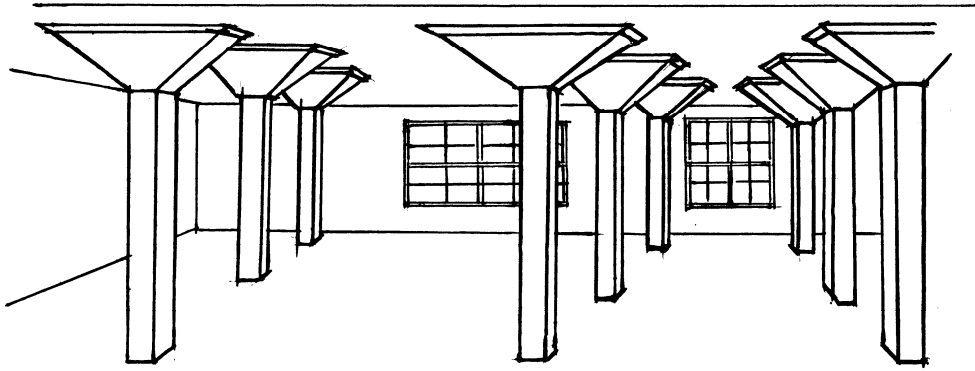


Рис. 5.10

У сучасній практиці будівництва можуть застосовуватися монолітні безбалкові перекриття, збірні й збірно-монолітні.

Монолітні безбалкові перекриття. Вони менш економічні, ніж збірні, але досить прості за формою і мають дуже гарну архітектурну виразність. Їх застосовують у спорудах, де вимагаються гладкі стелі: корпуси холодильників, м'ясокомбінатів, годинникової промисловості, складів, резервуарів та ін.

Основний принцип компонування безбалкового перекриття полягає в тому, що монолітна плита спирається безпосередньо на колони без додаткових ребер чи балок. Щоб не відбулося продавлювання плити над колоною, влаштовують спеціальні опорні подушки над колонами, які називаються капітелями.

Монолітні безбалкові перекриття мають наступні переваги перед монолітними балковими: менша будівельна висота; менша складність виконання робіт; відсутність на стелі виступаючих елементів ребер; велика економічність при тимчасовому корисному навантаженні на перекриття більше 10 кН/м^2 .

Товщину монолітної плити приймають з умови її необхідної міцності в межах $\delta_{пл} = (1/32 \div 1/35)l_2$, де l_2 – довжина більшого прольоту, тобто товщина плити складає $120 \div 160 \text{ мм}$, в деяких випадках $200\text{-}240 \text{ мм}$. Клас бетону приймають В20÷В30.

Капітелі колон конструюють найчастіше у вигляді усіченої піраміди (рис.6.11, а, б, в) з кутом нахилу граней $\alpha = 45^\circ$, подвійної усіченої піраміди ламаного обрису й усіченої піраміди з надкапітельною плитою.

Розрахунок безбалкових монолітних перекриттів виконують за методом граничної рівноваги. Експериментально встановлено, що для безбалкової плити небезпечними завантаженнями є: смугове навантаження через проліт і суцільне навантаження по всій площі.

При смуговому навантаженні в граничній рівновазі утворюються три лінійних пластичних шарніри, що з'єднують диски в місцях зламу.

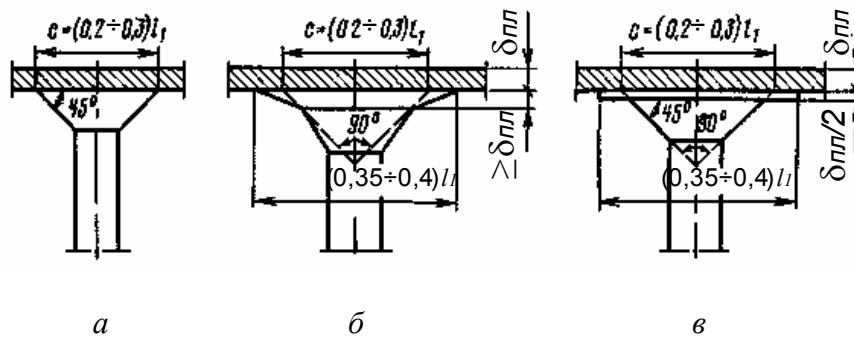


Рис. 7.11 – Типи капітелей монолітних безбалкових перекриттів:
а – усічена піраміда; б – подвійна усічена піраміда;
в – з додатковою надкапительною плитою

Для випадку зламу окремої смуги з утворенням двох жорстких дисків, з'єднаних трьома лінійними шарнірами, середню панель розраховують за умови, що сума опорного і прольотного моментів, сприйнятих перерізом плити в пластичних шарнірах $M_{sup} = R_s A_{s1} z_{sup}$ і $M_l = R_s A_{s2} z_l$, дорівнюють балковому моменту плити шириною l_2 і прольотом $l_1 - 2c_1$, тобто в напрямку l_1 :

$$\frac{ql_2(l_1 - 2c_1)^2}{8} = R_s (A_{s1} z_{sup} + A_{s2} z_l). \quad (5.20)$$

Аналогічно записується рівняння й в іншому напрямку плити l_2 . У формулі (5.20) прийняті такі позначення: q – сумарне навантаження на 1 м^2 плити; c_1 – відстань від опорних пластичних шарнірів до осі найближчих до них рядів колон у напрямку l_1 ; A_{s1} – площа перерізу арматури в опорному пластичному шарнірі в межах однієї панелі; A_{s2} – площа перерізу арматури в прольотному пластичному шарнірі в межах однієї панелі; z_{sup} і z_l – плече внутрішньої пари сил в опорному і прольотному пластичних шарнірах, $z_{sup} \approx z_l \approx 0,9\delta_{пл}$.

При суцільному завантаженні безбалкового перекриття в середніх панелях виникають взаємно перпендикулярні й паралельні ряду колон лінійні пластичні шарніри з розвитком тріщин угорі; при цьому кожна панель поділяється пластичними шарнірами на чотири жорстких диски, що обертаються навколо опорних лінійних пластичних шарнірів, осі яких розташовані в зоні капітелей під кутом 45° до рядів колон (рис. 5.12).

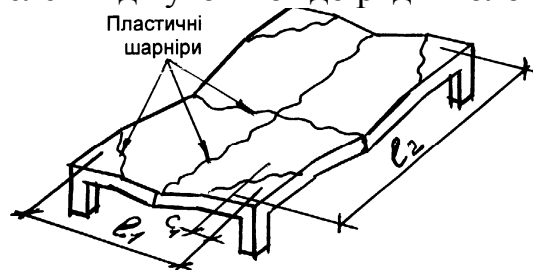


Рис. 5.12 – Утворення пластичних шарнірів у безбалковому перекритті при суцільному навантаженні

При суцільному навантаженні квадратної панелі, однаково армованої в обох напрямках ($A_s = A_{s1} = A_{s2}$), умова міцності в пластичних шарнірах може бути записана в такий спосіб:

$$\frac{ql_1^3}{8} \left[1 - 2\frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] \leq R_s A_{s1} z_l \left(\theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_l} + \theta_l \right), \quad (5.21)$$

де c – катет прямокутного трикутника, що відламується від чверті панелі ($c = 0,1l_1$); при розрахунку середніх панелей рекомендується приймати $\theta_{sup} = 0,5 \div 0,67$; $\theta_l = 0,33 \div 0,5$; c/l у межах $0,08 \div 0,12$.

При розрахунку крайніх панелей залежно від способу спирання безбалкової плити по контуру розглядають кілька можливих схем зламу.

Розміри й обриси капітелей повинні бути підібрані таким чином, щоб виключити продавлювання безбалкової плити по периметру капітелі. Для цього на будь-якій відстані x і відповідно y від осі колони повинна бути дотримана умова міцності (рис. 5.13)

$$Q \leq R_{bt} b h_0,$$

$$Q = q[l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)]; \quad (5.22)$$

$$b = 4(x + y + h'_0), \quad (5.21)$$

при квадратній капітелі $x = y$.

Монолітна безбалкова плита армується рулонними або плоскими звареними сітками. Прольотні моменти сприймаються сітками, покладеними знизу, а опорні моменти – сітками, покладеними зверху.

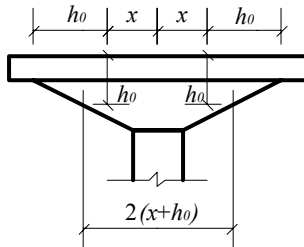


Рис. 5.13

Застосовані для армування безбалкової плити вузькі сітки з поздовжньою робочою арматурою на ділянках, де розтягуючі зусилля виникають у двох напрямках, укладають у два шари по двох взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 5.14).

У зв'язку з тим, що в капітелях не виникає розтягуючих зусиль, їх армують конструктивно стержнями діаметром 8-10 мм, які встановлюють у кутах і посередині сторін й зв'язують по висоті трьома – чотирма горизонтальними хомутами $\varnothing 6$ мм класу АІ (А240С).

Збірні безбалкові перекриття застосовують при сітці колон 6×6 м і більше і корисних навантаженнях на перекриття $8 \div 10$ кН/м². Це найбільш економічний тип безбалкових перекриттів.

Збірні безбалкові перекриття складаються зі збірних капітелей або капітельних плит, міжколонних плит і прольотних плит (рис. 5.15).

Капітелі, що передають навантаження від плит на колони, можуть бути наскрізними, суцільними й плоскими пластинчастими. Розраховуються капітелі як консолі колон. Спіраються вони на колони через спеціальні виступи або монтажні столики. На капітелі встановлюють міжколонні плити, що зв'язують колони в чотирьох взаємно перпендикулярних напрямках, забезпечуючи необхідну жорсткість будинку. Плити можуть бути ребристими, багатопорожнистими і суцільними. Розраховують міжколонні плити за

нерозрізною схемою з урахуванням перерозподілу моментів і поперечних сил. Прольотні плити укладають безпосередньо на міжколонні. Вони завершують суцільність усього безбалкового перекриття. Ці плити розраховуються як плити, оперті по контуру з вільним спиранням граней.

Необхідна жорсткість конструкцій збірного перекриття забезпечується за допомогою зварювання арматурних випусків у плитах і капітелях або закладних деталей у стиках. Усі шви замонолічують бетоном класу В20-В25.

Існує також практика застосування збірно-монолітного безбалкового перекриття. У цьому типі перекриття створюється спочатку опорна платформа зі збірних міжколонних плит, капітелей і прольотних плит. Товщина цих плит незначна і складає 6-8 см. Потім на цю платформу укладають шар монолітного бетону товщиною 5-6 см з армуванням надопорних зон додатковими сітками. Загальна витрата бетону й арматури у цьому випадку збільшується, однак жорсткість усього перекриття істотно зростає.

Слід зазначити, що до розряду плоских залізобетонних перекриттів відноситься дуже велика група збірних залізобетонних ригельно-балкових систем. Принцип компонування таких перекриттів полягає в тому, що по балках чи ригелях рам укладаються збірні залізобетонні багатопорожнисті або ребристі плити. Різновид таких плит дуже великий. У цьому випадку плити розраховують як прості однопрольотні розрізні балки. Поперечний переріз таких плит модифікується в таврові перерізи і підбір арматури виконують для них як для таврових перерізів з полицею у стиснутій зоні. Опорні ригелі або балки, на які спираються плити, розглядаються як розрізні чи нерозрізні балки залежно від способу з'єднання їх з колонами або несучими стінами певних будівель чи споруд.

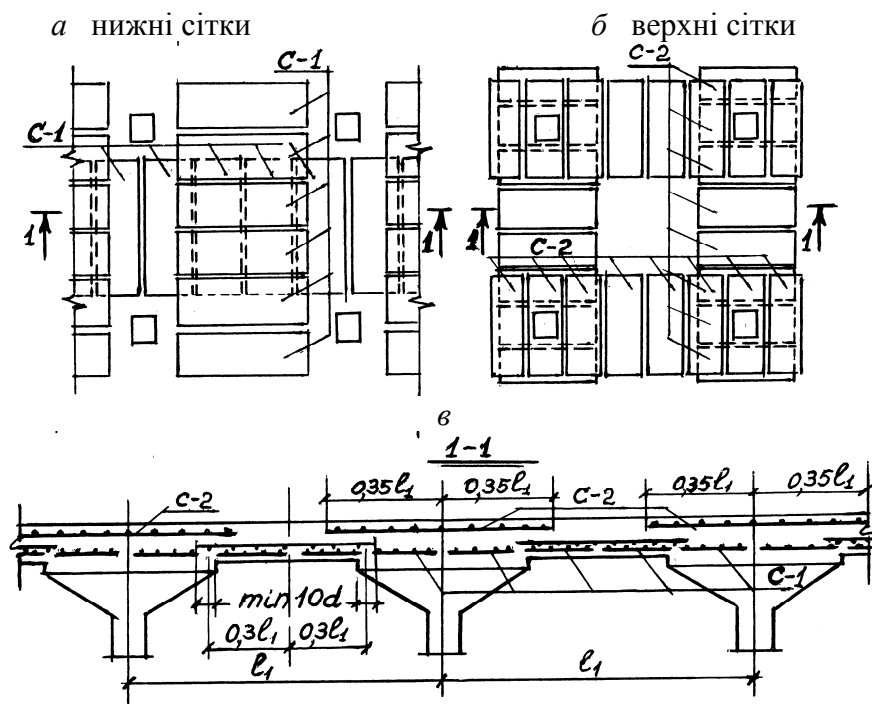


Рис. 5.14 – Армування безбалкового перекриття вузькими сітками:
а – план розкладки нижніх сіток; б – план розкладки верхніх сіток;
в – армування капітелі

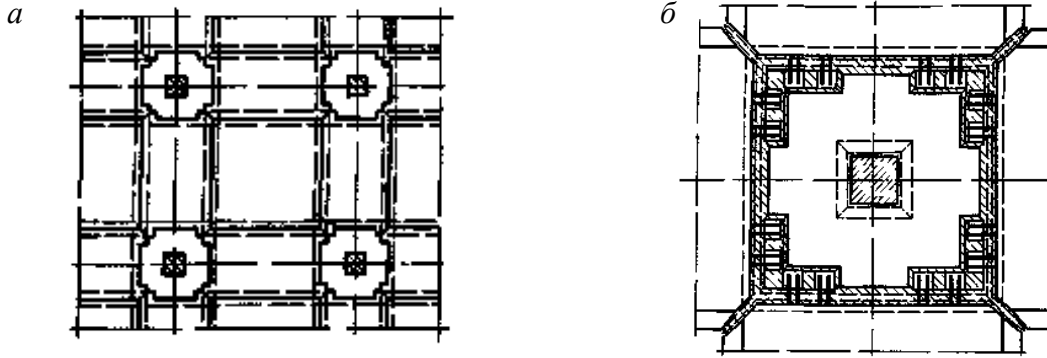


Рис. 5.15 – Конструкції збірних безбалкових перекриттів:
а – план розкладки збірних плит; б – вузол спирання плит на капітель

Заслуговує на увагу і розповсюджений останнім часом тип плоских перекриттів, застосовуваний у монолітному бескаркасному пластинчатому будівництві. У цьому разі товщина плит складає 140-160 мм, спираються ці плити на монолітні поздовжні й поперечні стіни. Розраховують такі плити в загальній системі просторової площинної конструкції, армування їх здійснюють найчастіше як контурних плит (див. рис. 5.4). Такі перекриття переважно виготовляють в так званій тунельній опалубці.

Слід відзначити, що поряд з цими перекриттями зустрічаються, особливо в країнах Близького Сходу, перекриття з використанням бетонних чи керамічних вкладишів і замонолічення цих елементів у загальну систему перекриття. Несучі головні перехресні балки в цьому разі виконуються висотою перерізу 250-300 мм, шириною 600, 800, 1000 мм. Утворюється безригельний каркас, що дозволяє одержувати плоскі стелі на великій площі приміщень.

РОЗДІЛ 6

ЗАГАЛЬНІ ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ЖИТЛОВИХ, ЦИВІЛЬНИХ І ПРОМИСЛОВИХ БУДИНКІВ

Методологія проектування будь-якого будинку або інженерної споруди полягає в тому, що розглядається спочатку загальна просторова система будинку з виділенням основних несучих елементів і сполучних елементів. Дуже важливо при цьому задати конструктивну схему будинку. Таких основних конструктивних схем може бути чотири: каркасна, бескаркасна, пластинчата або комбінована. У кожній з цих схем мають місце різновиди, що істотно впливають на вибір розрахункової схеми всього будинку чи його окремих конструктивних елементів.

Каркасна система передбачає наявність несучого внутрішнього чи зовнішнього рамного каркасу (кістяка), на який кріпляться міжповерхові перекриття і стіни, що огорожують будівлю. За конструктивним рішенням каркаси можуть бути: 1) рамні з жорсткими вузлами; 2) зв'язкові з шарнірними вузлами; 3) рамно-зв'язкові (див. рис. 6.1). У рамних каркасах вертикальні й горизонтальні навантаження сприймаються всіма елементами рами – стояками і ригелями. У зв'язкових каркасах існує чіткий розподіл у визначенні окремих елементів рами.

Вертикальні навантаження сприймаються стояками рами, а горизонтальні – елементами жорсткості рами: діафрагмами жорсткості, пілонами, зв'язковими блоками або ядрами жорсткості, розташованими найчастіше в центральній частині будинку. Тому у зв'язкових каркасах з'єднання ригелів з колонами здійснюють за допомогою шарнірних вузлів, що допускають появу у вузлі незначного моменту, необхідного для конструктивного оформлення стику ригеля з колоною. Величина цього моменту коливається в межах $3\div 8$ кНм.

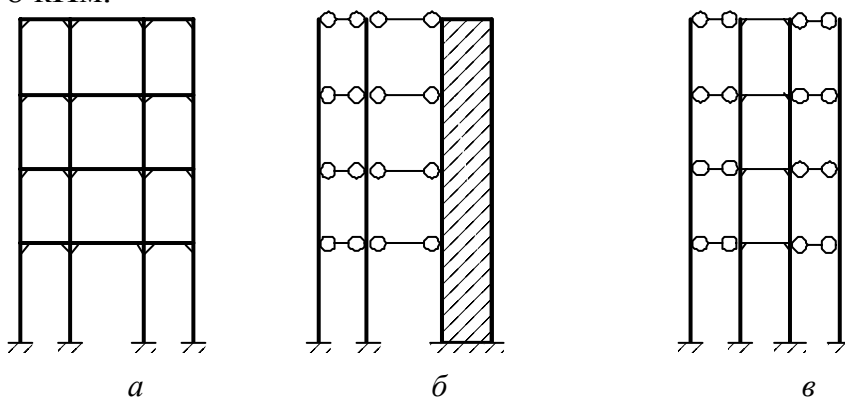


Рис. 6.1 – Різні типи рамних каркасів:

а – рамний з жорсткими вузлами; б – зв'язковий каркас; в – комбінований

У рамно-зв'язкових каркасах частину будинку споруджують у вигляді зв'язкового каркасу, а частину в рамному з жорсткими вузлами, що є елементом жорсткості в горизонтальному напрямку для всього будинку (рис. 6.1, в).

Для безкаркасних будинків несучими елементами є поздовжні й поперечні стіни, що сприймають вертикальні й горизонтальні навантаження. З'єднання стін між собою розглядається найчастіше жорстким, перекриття монолітні чи збірні приймають в розрахункових схемах у вигляді нерухомих опор для стін. Визначення жорсткої або пружної конструктивної схеми таких будинків викладено в нормативних документах з кам'яних та армокам'яних конструкцій [8].

Пластинчаста конструктивна схема відноситься до будинків, що виконуються або з монолітних, або зі збірних залізобетонних конструкцій у вигляді окремих пластин по всій схемі будинку. Це багатоповерхові монолітні житлові й цивільні будинки, споруджувані за допомогою переставної опалубки, в яких несучими є поздовжні й поперечні стіни незначної товщини (120-200 мм). Перекриття в цих будинках також є монолітними, жорстко зв'язані зі стінами, товщина перекриттів така ж, як і стін.

До даного типу будинків відносяться і панельні, зводяться із збірних залізобетонних панелей, що використовуються для поздовжніх і поперечних стін, а також для перекриттів.

Розрахункові схеми таких будинків повинні представлятися у вигляді просторових пластинчастих систем, що мають жорстке з'єднання стін і перекриттів. Розраховують ці будинки з використанням методу скінченних елементів на вплив вертикальних і горизонтальних навантажень. При цьому застосовують спеціально розроблені програмні комплекси типу «ЛІРА» чи «SCAD». Приблизний розрахунок пластинчастих систем з виділенням однієї плоскої стіни з прорізами з усього будинку дає неточний результат і може мати відхилення від точного розрахунку на 50-70%.

Комбінована конструктивна схема найчастіше включає каркасну і безкаркасну схеми. В окремих випадках це може бути комбінація пластинчастої системи і каркасної (безригельний каркас) чи об'єднанням каркасу на окремих ділянці будинку з пластинчастим вирішенням іншої частини будинку.

Однак яка б конструктивна схема не розглядалася, яке б оригінальне рішення будинку не проектувалося, завжди треба пам'ятати про необхідність забезпечення жорсткості будинку в поздовжньому і поперечному напрямках.

6.1. Забезпечення просторової жорсткості будинків

Найважливішою умовою досягнення високих експлуатаційних якостей багатоповерхового будинку є забезпечення його надійного опору горизонтальним навантаженням і впливам. Необхідна просторова жорсткість такого будинку досягається різними варіантами компонування конструктивної схеми, що вирізняється способами сприйняття горизонтальних (вітрових або температурних) навантажень. Наприклад, при поперечних багатоповерхових рамах і поперечних вертикальних зв'язкових діафрагмах горизонтальні навантаження сприймаються вертикальними конструкціями спільно, і каркасний будинок у поперечному напрямку працює за рамно-

зв'язковою системою. При цьому в поздовжньому напрямку при влаштуванні тільки вертикальних зв'язкових діафрагм будинок працює за зв'язковою системою (рис. 6.2, а).

При поздовжньому розташуванні багатопверхових рам з жорсткими вузлами і поперечному розташуванні вертикальних зв'язкових діафрагм будинок у поперечному напрямку працює за зв'язковою системою, а в поздовжньому напрямку – за рамною. Конструктивна схема каркасу при шарнірному з'єднанні ригелів з колонами буде зв'язковою в обох напрямках (рис. 6.2, б).

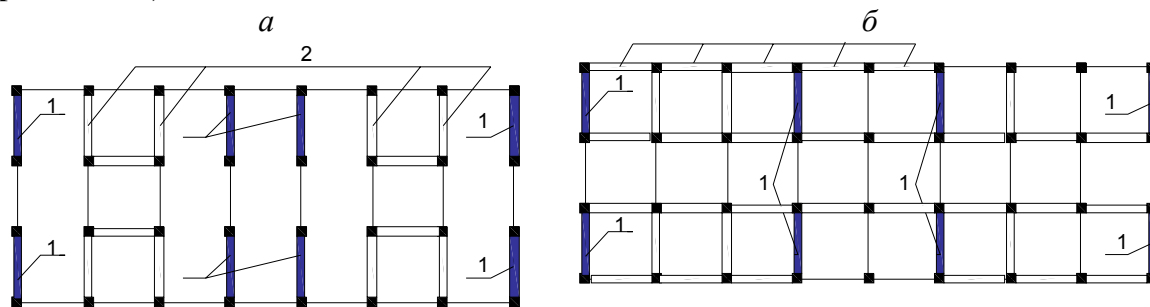


Рис. 6.2 – Конструктивні плани рам і діафрагм каркасних багатопверхових цивільних будинків:

а – з поперечними рамами; б – з поздовжніми рамами; 1 – діафрагми; 2 – ригелі

Конструктивні схеми, наведені на рис. 6.2, є досить надійними, щоб забезпечити просторову жорсткість будинку. Рамно-зв'язкова система має дещо кращі техніко-економічні показники, ніж чисто зв'язкова, тому вона знайшла широке застосування в будівництві, особливо в сейсмічних районах.

Заслуговує на увагу і конструктивна схема з внутрішнім ядром жорсткості. У будинках з монолітним центральним ядром жорсткості із збірних елементів каркасу з метою забезпечення зручного вільного планування сітку колон укрупнюють, у ряді рішень внутрішні колони виключають, і елементи перекриттів спираються тільки на зовнішні колони й внутрішнє ядро жорсткості. Ригелі перекриттів прольотом 12-15 м проектують попередньо напруженими, шарнірно зв'язаними з колонами, панелі перекриттів – порожнистими чи коробчастими. Горизонтальні навантаження на будинок сприймаються ядром жорсткості за зв'язковою системою (рис. 6.3).

У будинках пластинчастого типу жорсткість у поздовжньому й поперечному напрямках забезпечується поздовжніми і поперечними монолітними чи збірними вертикальними стінами, жорстко з'єднаними між собою в один просторовий блок. Перекриття зі стінами також з'єднуються жорстко. Необхідно чітко контролювати, щоб поперечні стіни забезпечували достатню жорсткість будинку в поперечному напрямку. Якщо будинок має значну висоту (50 м і більше), то в межах верхніх поверхів виникає крутий момент, що може викликати підвищені деформації стін і перекриттів. Особливо небезпечний такий момент для будинків, виконаних у збірному залізобетоні. У необхідних випадках установлюють додаткові діафрагми жорсткості або зв'язкові елементи в межах верхньої половини висоти будинку.

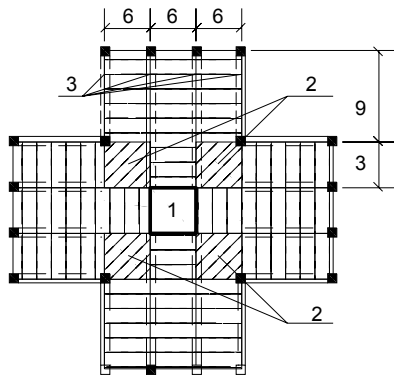


Рис. 6.3 – Конструктивний план багатоповислового каркасного будинку з центральним ядром жорсткості: 1 – ядро жорсткості; 2 – монолітні ділянки; 3 – ригелі

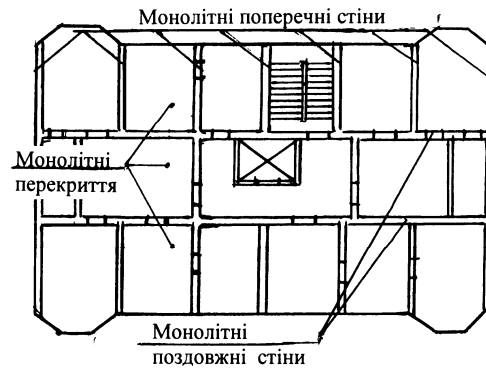


Рис. 6.4 – План розташування поздовжніх і поперечних стін у будинках пластинчастого каркасу

Слід зазначити, що просторова жорсткість важлива не тільки для багатоповислових, але і для одноповислових будинків. Особливо це відноситься до тих будинків, у яких виникають горизонтальні навантаження від рухливого кранового чи іншого технологічного устаткування або температурні впливи. У цьому випадку жорсткість у поздовжньому напрямку забезпечується постановкою вертикальних хрестоподібних чи порталних зв'язків, а жорсткість у поперечному напрямку забезпечується защемленням колон у фундаментах і жорсткому диску покриття. Вертикальні зв'язки встановлюють посередині температурного блоку на кожному ряді колон. Додатковими елементами жорсткості слід вважати і підкранові балки, що приварюються жорстко до підкранових консолей. І хоч в розрахункових схемах вузол сполучення підкранової балки з колоною приймається шарнірним у реальному виконанні цей вузол має досить високий ступінь защемлення. Принципові схеми установки вертикальних зв'язків в одноповислових промбудівлях показані на рис. 6.5.

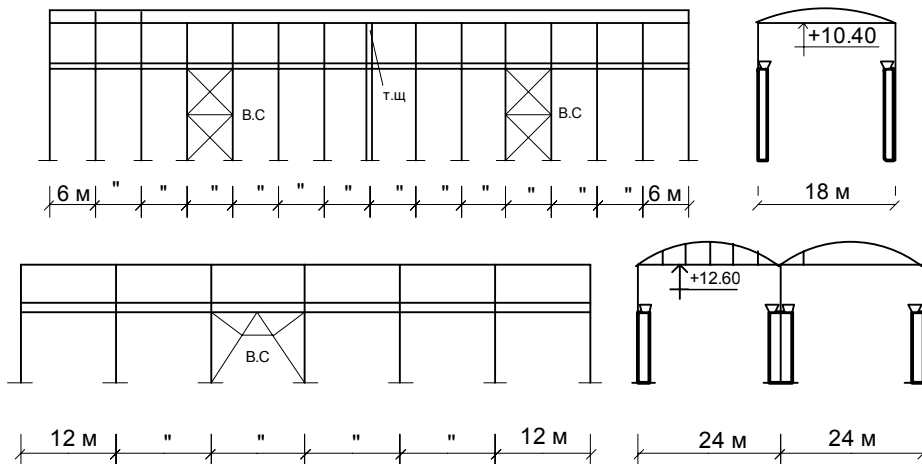


Рис. 6.5 – Влаштування вертикальних зв'язків по колонах в одноповислових промбудівлях:

**а – при кроці колон 6 м і хрестоподібних зв'язках;
б – при кроці колон 12 м і порталних зв'язках**

Загальна просторова жорсткість одноповерхових будівель забезпечується наявністю вертикальних зв'язків по колонах, жорстким диском покриття, що включає залізобетонні прольотні балки або ферми, а також закріплені до них залізобетонні плити покриття, і наявністю жорсткого защемлення колон у фундаментах. Мостові крани в прольотах підвищують жорсткість будівель у поперечному напрямку.

Виходячи з того, що жорсткість одноповерхових промбудівель у поперечному напрямку може бути ослаблена, прагнуть такі будівлі виконувати незначної висоти (до 20÷25 м) і не застосовувати однопрольотні будівлі малого прольоту (12- 18 м) із суцільними колонами і значної висоти. Істотним елементом для підвищення поперечної жорсткості одноповерхових промбудівель може виявитися двогілкова колона, висота перерізу якої може досягати 1,2-1,5 м і більше. Кількість прольотів також підвищує поперечну жорсткість таких будинків.

6.2. Вибір розрахункової схеми будинків і спосіб її реалізації в розрахунках

Наявність існуючої конструктивної схеми будівлі диктує необхідність вибору окремої розрахункової схеми, по якій можна було б визначити внутрішні зусилля в елементах обраної схеми, а потім за цими зусиллями уточнити розміри перерізів і здійснити підбір робочої арматури. Іншими словами, виконується логічна послідовність у розрахунку будь-якого елемента чи будівлі: 1) задання розрахункової схеми; 2) статичний розрахунок з визначенням зусиль M , N , Q ; 3) конструктивний розрахунок, що включає перевірку розмірів перерізів з визначенням необхідної площі перерізу робочої і конструктивної арматури і потім безпосереднє конструювання арматурних сіток або каркасів.

Як приклад розглянемо чотири різновиди будівель: а) рамна каркасна система; б) безкаркасна будівля; в) пластинчаста система; г) одноповерхова промбудівля.

Процес проектування відноситься до розряду творчих процесів, він не підкорюється строгому шаблону і жорстким нормативним обмеженням. Тому вибір розрахункової схеми для однієї і тієї ж будівлі може вирізнятися деякими деталями, а іноді й принциповими положеннями. В існуючій розрахунковій практиці найчастіше будинок розділяється на окремі плоскі елементи, що найпростіше розглядати як відомі в будівельній механіці рами, ферми, пластини, оболонки та ін.

Для *рамної каркасної системи* розрахунковою схемою служать поперечні рами, що чергуються в будівлі з певним кроком. Тому розглядати весь будинок з наявністю просторових зв'язків необов'язково. Досить розглянути тільки одну раму в межах кроку рам, зібрати навантаження та розрахувати раму точним або наближеним методом на дію окремо вертикальних і окремо горизонтальних навантажень. Отримані зусилля M , N , Q служать вихідними для розрахунку і проектування поперечних перерізів стояків і ригелів рами.

Багатоповерхові багатопрольотні рами каркасних будинків мають переважно одноманітну (регулярну) розрахункову схему з рівними прольотами і поверхами. Навантаження по ярусах найчастіше також однакове. Вузли стояків таких рам мають приблизно рівні кути повороту і, отже, рівні вузлові моменти з нульовою точкою посередині стояків кожного поверху. Це дає підставу розчленити багатоповерхову раму на ряд одноповерхових рам з висотою стояків, рівній половині висоти поверху, із шарнірами по кінцях стояків, крім першого поверху (рис. 6.6).

Якщо число прольотів рами більше трьох, раму практично замінюють трипрольотною рамою й приймають згинальні моменти в середніх прольотах багатопрольотної рами такими ж, як і в середньому прольоті трипрольотної рами. Розрахунок спрощених рам можна робити методом сил, методом переміщень або за допомогою довідкових таблиць.

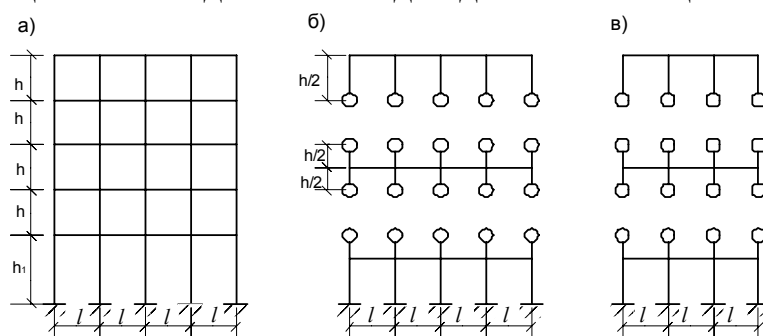


Рис. 6.6 – Розрахункова схема каркасної багатоповерхової багатопрольотної будівлі (а). Спрощення цієї схеми для реалізації в табличних розрахунках (б, в)

У таблицях опорні моменти ригелів рами, що має колони з однаковими поперечними перерізами, можуть визначатися за формулою

$$M_{\text{оп}} = (\alpha g + \beta v) l^2, \quad (6.1)$$

де α, β – табличні коефіцієнти, що залежать від схем завантаження і відношення суми погонних жорсткостей стояків, що примикають до вузла, $i_{\text{ст}}$, до погонної жорсткості ригеля i_p : $i_{\text{ст}} / i_p$; g і v – постійне і тимчасове навантаження на ригель; l – прольот ригеля.

Згинальні моменти в стояках визначають за різницею опорних моментів ригелів у даному вузлі, розподіляючи її пропорційно погонним жорсткостям стояків.

Згинальні моменти в прольотних перерізах ригелів, а також поперечні сили визначають як в однопрольотній балці, завантаженій зовнішнім навантаженням і опорними моментами по кінцях.

Для рамно-зв'язкових систем колони сприймають тільки вертикальні навантаження, тому розрахункові схеми для таких будинків трохи спрощуються і можуть бути представлені у вигляді з'єднаних гнучкими зв'язками рамної системи з вертикальними діафрагмами жорсткості (рис. 6.7). Роль стержнів – зв'язків між багатоповерховою рамою і вертикальною діафрагмою виконують міжповерхові перекриття.

Горизонтальні навантаження в рамних системах сприймаються всією рамою.

Розподілене горизонтальне навантаження (в основному вітрове) замінюють зосередженими силами, прикладеними у вузлах рами.

Ярусні поперечні сили рами визначають у рівні кожного поверху.

У безкаркасній будівлі несучими елементами є поздовжні або поперечні стіни. Якщо несучими елементами є поздовжні стіни, то вертикальна стіна в межах між віконними прорізами представляється у вигляді нерозрізної багатопрольотної балки, що спирається на міжповерхові залізобетонні перекриття, які найчастіше приймаються нерухомими опорами. У межах кожного поверху допускається розглядати самостійно окремий стояк, завантажений вертикальним навантаженням від вищележачих поверхів і зосередженим моментом від перекриття над цим поверхом (рис.6.8).

При врахуванні горизонтального навантаження в межах кожного поверху прикладається рівномірно розподілене навантаження і стояк розглядається як однопрольотна балка. Епюра моментів відповідає завантаженню рівномірно розподіленим навантаженням, інтенсивність якого з висотою будинку збільшується.

Якщо несучими елементами будуть поперечні стіни, тоді їхня розрахункова схема відповідатиме умовно центрально завантаженому стержню з розрахунковою довжиною, яка дорівнює висоті поверху. Зовнішні стіни розраховують як самонесучі елементи.

У *пластинчастих системах*, прикладом яких можуть бути багатопверхові монолітні залізобетонні будинки, а також панельні будинки зі збірних залізобетонних елементів, у розрахункових схемах повинна бути присутня просторова модель всієї будівлі або хоч частина цієї будівлі, тому що розчленування такої будівлі на плоскі елементи дає неточні результати статичного розрахунку. Розрахункова модель пластинчастого елемента базується на використанні методу скінченних елементів при визначенні всіх силових і деформативних параметрів розглянутої будівлі. На рис. 6.9 показаний приклад поділу площинних елементів будинку (стін і перекриття) на прямокутні елементи з розміром елемента 0,5х0,5 м. Чим дрібніша буде сітка, тим точніше буде результат розрахунку, однак дуже велика кількість скінченних елементів призводить до значного обсягу канонічних рівнянь і значного часу для здійснення розрахункового процесу і аналізу отриманих результатів.

Навантаження прикладається у вузлах прямокутних елементів, при цьому навантаження може враховуватися окремо від власної ваги і від тимчасового завантаження. Сполучення у вузлах також можуть прийматися диференційовано, тобто або з обмеженням переміщень і поворотів, або з можливістю поворотів.

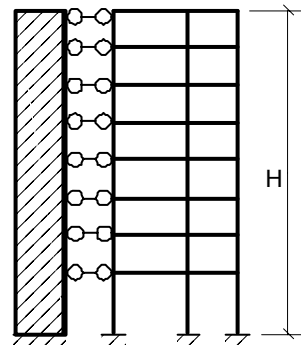


Рис. 6.7 – Розрахункова схема рамно-зв'язкової системи з діафрагмами жорсткості

Існуючі стандартні програми для розрахунку подібних систем дозволяють використовувати персональні комп'ютери та інші обчислювальні комплекси для визначення внутрішніх зусиль (M , N , Q) і переміщень для всього будинку. Основними програмними комплексами є „Ліра”, „SCAD”, „MIRAG”, „МОНОМАХ”, „ROBOT” та ін.

Цей спосіб представлення розрахункової схеми будівлі є найбільш прогресивним, тому що він враховує не тільки різні конфігурації будинку, наявність прорізів у перекриттях і стінах, але й дозволяє врахувати просторову роботу будівлі, а це істотно знижує зосереджені навантаження в нижніх поверхах будинку і згинальні моменти від горизонтальних (вітрових) навантажень.

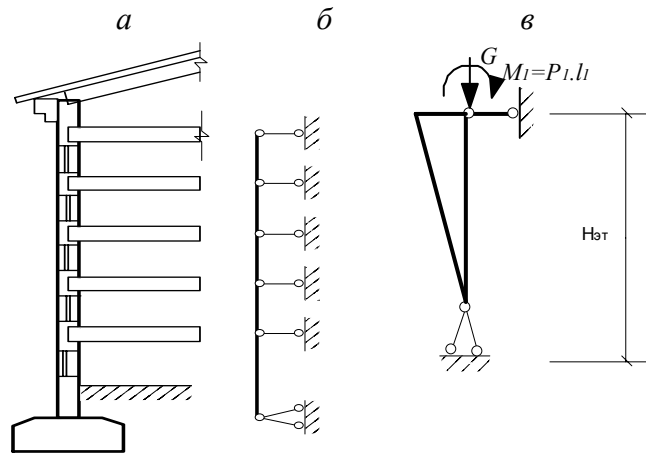


Рис. 6.8 – Конструктивна (а) і розрахункова схеми (б, в) безкаркасної будівлі с цегельними стінами

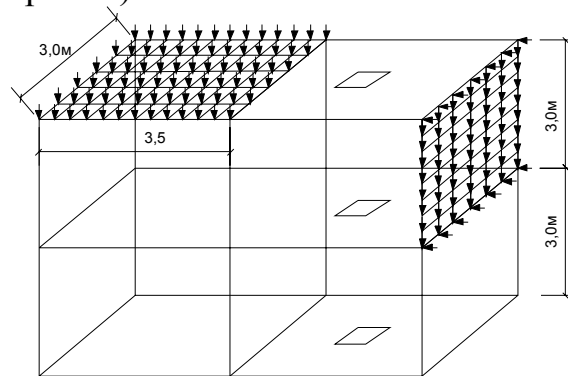


Рис. 6.9 – Розрахункова модель окремого блоку пластинчастої будівлі з поділом його на скінченні елементи, розмір елемента 0,5х0,5 м. Умовно показаний поділ тільки двох панелей (вертикальної і горизонтальної)

У сучасних і перспективних методах розрахунку передбачається поєднання графічних програмних комплексів типу „AVTOKAD” з розрахунковими комплексами, тобто достатньо буде накреслити якусь будівлю з її конструктивними та архітектурними особливостями, потім дати команду „розрахунок”, і програмний комплекс видасть армування та конструювання основних несучих елементів з їх графічним зображенням.

Ще один приклад розрахункових схем будівель розглянемо на прикладі рами одноповерхової промбудівлі. Як розрахункова схема тут застосовується одноповерхова n -прольотна рама із шарнірним з'єднанням стояків та ригелів і жорстким защемленням стояків у фундаментах. Така рама може розраховуватися будь-яким відомим з будівельної механіки методом: методом сил, методом переміщень, змішаним методом (рис. 6.10) або за допомогою програмних розрахункових комплексів.

Найбільш прийнятним методом розрахунку для таких рам є метод переміщень, який полягає в тому, що в рівні верхнього ригеля впроваджується додатковий горизонтальний зв'язок a .

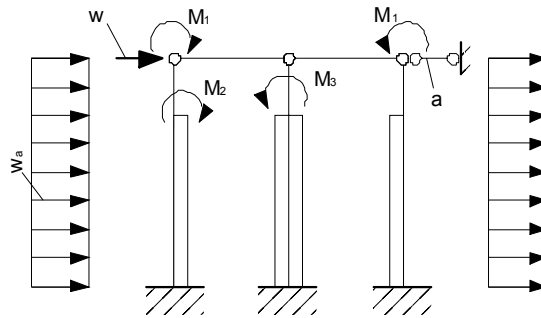


Рис. 6.10 – Розрахункова схема одноповерхової двопрольотної промислової будівлі

Канонічне рівняння для такої рами можна записати в наступному вигляді:

$$C_{dim} r_{11} \Delta_1 + R_{ip} = 0 . \quad (6.8)$$

де C_{dim} – коефіцієнт, що враховує просторову роботу будівлі; r_{11} – одинична реакція у зв'язку a від одиничного зсуву $\Delta = 1$; R_{ip} – сумарна реакція у зв'язку a від зовнішнього вантажного впливу.

Просторовий коефіцієнт C_{dim} враховується тільки для кранового навантаження і тільки для одно- та двопрольотних будівель. Для інших навантажень $C_{dim} = 1$. Дані розрахункові схеми завантажуються чотирма видами навантажень: постійного від власної ваги всіх елементів, тимчасового: снігове, кранове і вітрове. Комбінуючи отримані зусилля M , N , Q від кожного виду завантаження в невигідному їхньому сполученні, одержують розрахункові зусилля для розрахунку колон і фундаментів. Значення опорних реакцій у зв'язку a від різних видів завантажень наведені в Додатку V.

Ригель в одноповерховій промбудівлі (балка, ферма, арка, крупнорозмірні елементи покриття типу КЖС чи малоуклонні плити) розраховують незалежно від розрахункової схеми всієї рами. Взаємний вплив ригеля і стояків на перерозподіл зусиль у рамній системі одноповерхової промбудівлі в існуючих методах розрахунку не відтворюється, хоча цей вплив і має деяке значення.

Жорсткість поперечної рами забезпечується тільки за рахунок защемлення колон у фундаментах і наявності жорсткого диска покриття. Чим більше прольотів у будівлі, тим жорсткіша поперечна рама, тому для трипрольотних рам з більшою кількістю прольотів у рівнянні (6.8) значення $\Delta = 0$, і зміщення горизонтального зв'язку в розрахунках не враховується.

Таким чином, були розглянуті кілька прикладів можливих розрахункових схем цивільних і промислових будівель. Але вони не вичерпують значне розмаїття таких схем. У ряді конструктивних рішень будівель необхідно використовувати нестандартні, оригінальні розрахункові схеми, що можуть відбити і специфіку проектного будинку, і його просторову роботу, і взаємний вплив одних конструктивних елементів на інші, і особливості деформування ґрунтових підвалин або температурні впливи і ін.

РОЗДІЛ 7

ФУНДАМЕНТИ ПІД БУДИНКИ І СПОРУДИ

Фундаменти є одним з найголовніших елементів будинку. Наскільки вдало і технічно грамотно запроектовані фундаменти, настільки забезпечується надійність і довговічність експлуатації всієї будівлі або споруди. Найчастіше фундаменти проектують залізобетонними в монолітному чи збірному варіантах. Поряд з цим існують фундаменти цегельні, кам'яні, дерев'яні і навіть металеві.

До різновидів залізобетонних фундаментів слід віднести стрічкові, окремо стоячі стовпчасті, пальові, плитні й фундаменти типу оболонки (рис. 7.1).

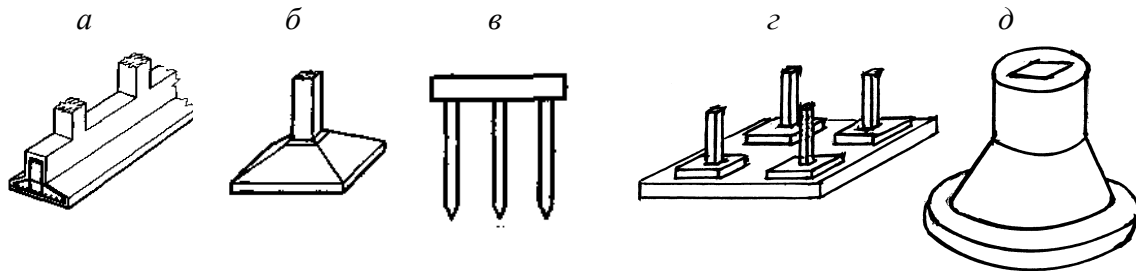


Рис. 7.1 – Основні типи залізобетонних фундаментів:
а – стрічкові; б – окремо стоячі стовпчасті; в – пальові; г – плитні;
д – фундаменти-оболонки

Монолітні окремо стоячі стовпчасті фундаменти влаштовують під збірні й монолітні каркаси будівель та споруд. Типові конструкції монолітних фундаментів, що з'єднуються зі збірними колонами, розроблені в типових серіях 1.412–1 і 1.412–2, підосви цих фундаментів приймають від 1,5х1,5 до 5,4х6 м, дільно 300 мм, висота фундаментів 1,5; 1,8; 2,4; 3; 3,6; 4,2 м.

Типи монолітних фундаментів, що сполучаються з монолітними колонами, які найчастіше застосовуються в практиці будівництва, наведені на рис. 7.2.

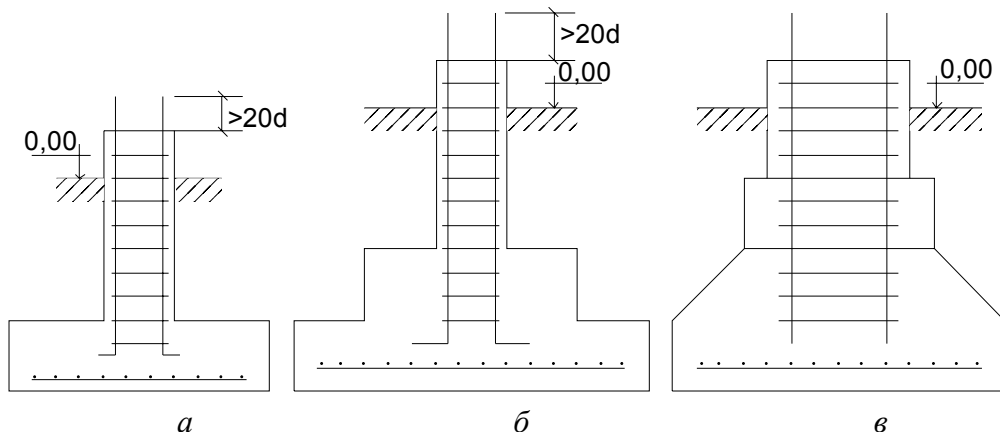


Рис. 7.2 – Монолітні стовпчасті фундаменти:
а – одноступінчатий; б – двоступінчатий; в – пірамідальний

За формою виготовлення вони бувають східчастими й пірамідальними. Загальна висота плитної частини фундаменту приймається такою, щоб не було потрібно її армування хомутами і відгинами. Тиск від колон у фу-

ндаменті передається під кутом 45° . Цим керуються при призначенні розмірів верхніх ступенів фундаментів, щоб лінія тиску проходила обов'язково в тілі фундаменту.

Монолітні й збірні фундаменти армуються у нижній плиті плоскими зварними або в'язаними сітками (за результатами розрахунку кількість сіток може бути одна, дві і більше). При розмірах сторони підшови фундаменту більше 3 м з метою економії сталі можна застосовувати нестандартні зварені сітки, в яких половину стержнів не доводять до кінця на $1/10$ загальної довжини фундаменту.

Для з'єднання з монолітною колоною з фундаменту випускають арматуру площею перерізу, рівної розрахунковому перерізу арматури колони у верхньому обрізі фундаменту. По бокових гранях фундаменту випуски з'єднують у каркас хомутами і встановлюють на бетонні чи цегельні підкладки або приварюють до сітки нижньої плити. Стики арматурних випусків фундаменту з арматурою колон роблять вище рівня майбутньої підлоги першого поверху.

Збірні залізобетонні фундаменти залежно від їхніх розмірів можуть бути суцільними або складеними. Розміри цільних фундаментів у плані коливаються від 1500 до 2100 мм, висота – від 600 до 900 мм (рис. 7.3). Розміри фундаментів у всіх напрямках прагнуть робити дільними 300 мм. В окремих випадках ці розміри можуть бути кратними 100 мм. Фундаменти виконують з важких бетонів класів В10-В25, встановлюють їх на піщано-гравійну чи бетонну підставу товщиною 80-100 мм. Мінімальна товщина захисного шару бетону нижньої сітки для збірних фундаментів при наявності підстави складає 30, без підстави – 70 мм.

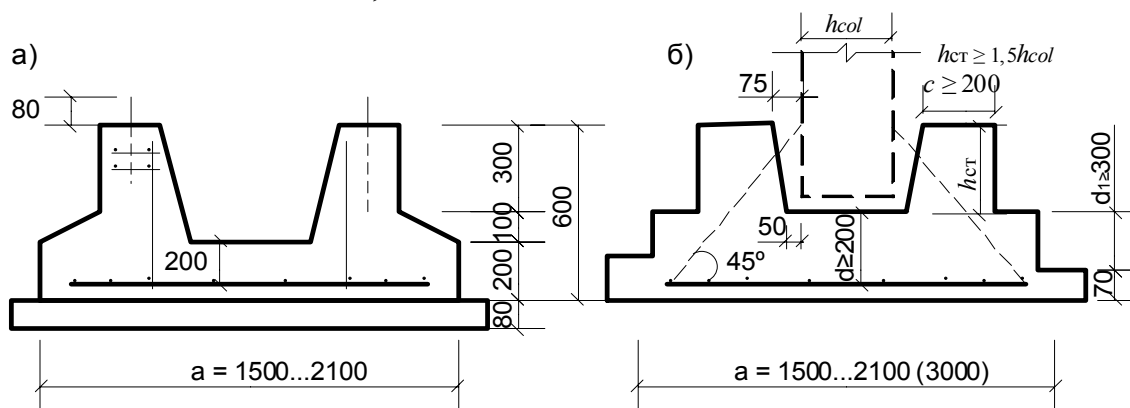


Рис. 7.3 – Збірні цільні залізобетонні фундаменти: а – фундамент з похилими ступенями; б – фундамент з прямокутними ступенями

Збірні колони встановлюють у спеціальні заглиблення (стакани) фундаментів. Глибину закладання h_{cm} приймають рівною $1 \div 1,5$ більшого розміру поперечного перерізу колон (рис. 7.3, б). Товщина нижньої плити стакана має бути не менше 200 мм. Зазори між колоною та стінками стакану повинні бути: знизу – не менше 50 мм, зверху – не менше 75 мм. При монтажі колону встановлюють за допомогою підкладок, клинів, кондукторів і

обов'язково рихтують, тобто встановлюють точно по осях і висоті, потім зазори заповнюють бетоном класу на ступінь більший, ніж клас бетону фундаменту, із застосуванням дрібного заповнювача.

Збірні фундаменти великих розмірів виконують складеними з декількох монтажних блоків. При цьому стакан з однією плитою завжди виконують суцільним, а покладені під нього плити виготовляють складеними з декількох елементів. На такі фундаменти витрачається більше матеріалів, вони менш економічні. При значних моментах і горизонтальних розпорах елементи складених фундаментів необхідно з'єднувати арматурними випусками, петлевими захватками, закладними деталями і т. п., що істотно ускладнює і здорожчує процес влаштування фундаментів. У цьому разі більш ефективно застосовувати монолітні фундаменти.

7.1. Розрахунок центрально стиснутих фундаментів

Найчастіше розміри підшви фундаментів призначають відповідно до вимог норм проектування підвалів і фундаментів [10]. При цьому виходять з умов деформативності ґрунтової підстави, отже навантаження на фундамент приймаються характеристичні. Потім обов'язково перевіряють тиск під підшвою фундаменту. Цей тиск не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту, що визначається залежно від глибини закладення фундаменту, наявності підвалу, ширини фундаменту, геологічних характеристик підстилаючого шару та інших параметрів.

Досвіди свідчать, що тиск під підшвою фундаменту в загальному випадку розподіляється нерівномірно і залежить від жорсткості конкретного фундаменту, властивостей ґрунту, інтенсивності середнього тиску та ін. Однак при розрахунках умовно приймають, що воно розподілене рівномірно, тобто немає пікових значень у місцях концентрації навантаження, і характеризується або горизонтальною, або похилою прямою лінією.

Тиск на ґрунт по краю фундаменту, завантаженого позацентрово в одному напрямку, не повинен перевищувати $1,2R$, а в куті фундаменту при двохосовому позацентровому завантаженні $1,5R$; R – розрахунковий опір ґрунту.

Для центрально-завантаженого фундаменту спочатку визначається попередня площа підшви фундаменту:

$$A = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m H}, \quad (7.1)$$

де N_{ser} – зусилля, передане фундаменту від нормативних навантажень; γ_m – усереднена щільність ґрунту з урахуванням ваги фундаменту; $\gamma_m = 18 \div 20$ кН/м³; H – глибина закладання фундаменту (від поверхні ґрунту до підшви фундаменту).

Якщо немає особливих вимог, то центрально завантажені фундаменти роблять квадратними чи близькими до цієї форми. Після попереднього призначення розмірів підшви фундаменту приступають до його констру-

ювання. При цьому істотною обставиною є вид фундаменту, його розміри, особливо висота і кількість ступенів.

Мінімальну висоту монолітного чи збірного фундаменту з квадратною підпошкою визначають умовним розрахунком за міцністю на продавливання в припущенні, що продавливання може відбуватися по поверхні піраміди продавливання, бічні грані якої починаються від колон і закінчуються на рівні нижньої сітки плити, кут нахилу граней піраміди складає 45° . Ця умова визначається формулою

$$P \leq R_{bt} h_0 u_m, \quad (7.2)$$

де R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягу; u_m – середній периметр піраміди продавливання, $u_m = 2(h_{col} + b_{col} + 2h_0)$; h_0 – робоча висота фундаменту; P – сила, що продавлює.

Сила, що продавлює, P приймається відповідно до розрахунку по першій групі граничних станів на рівні верха фундаменту за винятком тиску ґрунту по площі підстави піраміди продавливання:

$$P = N - A_1 p \quad (7.3)$$

де $A_1 = (h_{col} + 2h_0)(b_{col} + 2h_0)$; $p = N/A$, N – розрахункове зусилля; A – повна площа фундаменту.

Корисна висота фундаменту за умови на продавливання може бути обчислена за наближеною формулою

$$h_0 = -\frac{h_{col} + b_{col}}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}}, \quad (7.4)$$

де позначення у формулі (7.4) ті ж, що й у формулах (7.2) і (7.3).

Якщо фундамент законструювати за висотою h_0 , отриманої з формули (8.4), то додатковий розрахунок на продавливання не виконується.

Повну висоту та всі інші розміри фундаменту, включаючи розмір ступенів і стакану, призначають з урахуванням конструктивних вимог і з кратністю у плані 300 мм, а по висоті 150 мм. При ширині фундаменту $b \leq 2,4$ м фундамент проектується одно- або двоступінчатий, при $b > 2,4$ м – дво- або триступінчатий.

Після призначення остаточних розмірів фундаменту і його ступенів розраховують площу перерізу арматури нижньої плити. Розрахункова схема фундаментної плити – це консоль, защемлена в місці спирання колони на фундамент і завантажена реактивним тиском ґрунту (відпором) (рис. 7.4).

Зовнішні частини фундаменту під дією реактивного тиску знизу працюють подібно консолям, що згинаються і защемлені у масиві фундаменту; їх розраховують у перерізах I-I, II-II, і т.д. залежно від кількості ступенів; у деяких випадках розраховується перетин III-III по межі піраміди продавлювання.

Значення згинальних моментів від розрахункових навантажень у перерізах I-I і II-II визначаються так:

$$\left. \begin{aligned} M_{I-I} &= 0,125 p (a - h_{col})^2 \cdot b \\ M_{II-II} &= 0,125 p (a - a_1)^2 \cdot b \end{aligned} \right\} \quad (7.5)$$

Площа перерізу арматури нижньої сітки С-1 на ширину фундаменту b (для квадратних фундаментів $a = b$) визначається в кожному з перерізів I-I, II-II, і т.д. як для елементів, що згинаються. Щоб не збільшувати обсяг розрахункових операцій, допускається приймати табличний параметр ζ для фундаментів рівним 0,9, тоді:

$$A_{s(I-I)} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_s h_{01}}; \quad A_{s(II-II)} = \frac{M_{II-II}}{0,9 R_s h_{02}}. \quad (7.6)$$

Кількість арматури в розрахунковому перерізі повинна бути не нижче мінімально припустимого відсотка армування для елемента, що згинається, тобто $A_{s,min} = 0,0005 b h_0$.

При прямокутній підшві площа арматури плити фундаменту визначається розрахунком в обох напрямках.

Корисну висоту нижньої ступені приймають такою, щоб вона відповідала умові міцності за поперечною силою без поперечного армування в похилому перерізі.

Для перерізу III-III повинна задовольнятися умова

$$pl \leq 2 h_{01} \sqrt{\phi_{b2} R_{bt} p}, \quad (7.7)$$

де $l = 0,5(a - h_{col} - 2h_0)$.

Крім того, корисна висота нижньої ступені повинна бути перевірена на міцність проти продавлювання за умовою (7.2). Конструктивно рекомендується виліт нижньої ступені слід робити не більше 600 мм, висоту ступенів приймати 300, 450 мм.

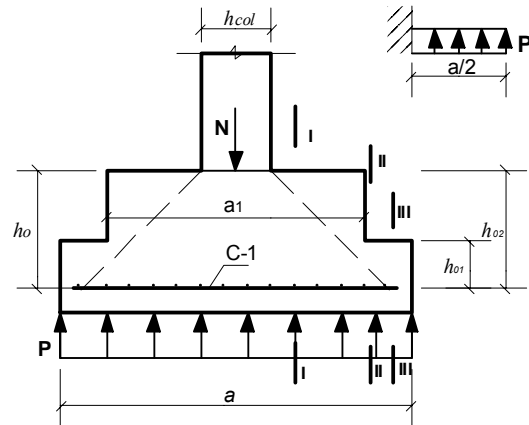


Рис. 7.4 – Розрахункова схема центрально стиснутого фундаменту

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 767с.
2. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 592 с.
3. Берлинов М.В., Ягулов Б.А. Строительные конструкции: Учебник для техникумов. – М.: Агропромиздат. – 1990. – 431 с.
4. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Высшая школа, 1987. – 383 с.
5. Поляков Л.П., Лысенко Е.Ф., Кузнецова Л.В. Железобетонные конструкции: Учебник. – К.: Вища школа, 1984. – 351с.
6. ДСТУ 3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия. – К.: Госстандарт Украины, 1998. – 20с.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Государственное издательство по делам строительства, 1985. – 89с.
8. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М., 1983. – 40с.
9. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М., 1986. – 87с.
10. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1984. – 64с.
11. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительно напряжения) // ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1977. – 328с.
12. Изменение 1 к СНиП 2.03.01–84* (початок) // Будівництво України. – 1995. – №6. – с I-IV.
13. Изменение 1 к СНиП 2.03.01–84* (закінчення) // Будівництво України. – 1996. – №1. – с I-IV.
14. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.
15. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
16. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурный для залізобетонних конструкцій.
17. ДБН В.2.6-98:2009.

ДОДАТКИ

Додаток І

**Розрахункові опори бетону при осьовому стиску та розтягу;
модуль пружності**

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку по І групі граничних станів, МПа		Розрахунковий опір бетону при розрахунку по ІІ групі граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_b \cdot 10^3$, МПа		Примітка
	стиск R_b	розтяг R_{bt}	стиск $R_{b, ser}$	розтяг $R_{bt, ser}$	природне твердіння	підданий тепловій обробці при атмосферному тиску	
А. ВАЖКИЙ ТА ДРІБНОЗЕРНИСТИЙ (А) БЕТОНИ							
B3,5	2,1	0,26	2,7	0,39	9,5/7,0	8,5/6,5	У знаменнику подані значення модуля пружності для дрібнозернистих бетонів групи А
B5,0	2,8	0,37	3,5	0,55	13,0/10,0	11,5/9,0	
B7,5	4,5	0,48	5,5	0,70	16,0/13,5	14,5/12,5	
B10	6,0	0,57	7,5	0,85	18,0/15,5	16,0/14,0	
B12,5	7,5	0,66	9,5	1,00	21,0/17,5	19,0/15,5	
B15	8,5	0,75	11,0	1,15	23,0/19,5	20,5/17,0	
B20	11,5	0,90	15,0	1,40	27,0/22,0	24,5/20,0	
B25	14,5	1,05	18,5	1,60	30,0/24,0	27,0/21,5	
B30	17,0	1,20	22,0	1,80	32,5/26,0	29,0/23,0	
B35	19,5	1,30	25,5	1,95	34,5/27,5	31,0/24,0	
B40	22,0	1,40	29,0	2,10	36,0/28,5	32,5/24,5	
B45	25,0	1,45	32,0	2,20	37,5/–	34,0/–	
B50	27,5	1,55	36,0	2,30	39,0/–	35,0/–	
B55	30,0	1,60	39,5	2,40	39,5/–	35,5/–	
B60	33,0	1,65	43,0	2,50	40,0/–	36,0/–	
Б. ЛЕГКИЙ БЕТОН щільний / пористий заповнювачі							
B2,5	1,5	0,20/0,20	1,9	0,29/0,29		4,0/7,0/–	Модулі пружності подані залежно від середньої щільності бетону в кг/м ³ 800/1400/1800
B3,5	2,1	0,26/0,26	2,7	0,39/0,39		4,5/7,8/–	
B5,0	2,8	0,37/0,37	3,5	0,55/0,55		5,0/8,8/11,2	
B7,5	4,5	0,48/0,48	5,5	0,70/0,70		5,5/10,0/13,0	
B10	6,0	0,57/0,57	7,5	0,85/0,85		–/11,0/14,0	
B12,5	7,5	0,66/0,66	9,5	1,0/1,0		–/11,7/14,7	
B15	8,5	0,75/0,74	11,0	1,15/1,10		–/12,5/15,5	
B20	11,5	0,90/0,80	15,0	1,40/1,20		–/13,5/17,0	
B25	14,5	1,05/0,90	18,5	1,60/1,35		–/14,5/18,5	
B30	17,0	1,20/1,0	22,0	1,80/1,50		–/15,5/19,5	
B35	19,5	1,30/1,10	25,5	1,95/1,65		–/–/20,5	
B40	22,0	1,40/1,20	29,0	2,10/1,80		–/–/21,0	

Додаток II

Механічні характеристики стержнєвої, дротової та канатної арматури

Клас арматури	Діаметр, мм	Нормативний опір при розрахунку по II групі граничних станів R _{s,ser} , МПа	Розрахунковий опір арматури при розрахунку по I групі граничних станів, МПа		Модуль пружності E _s ·10 ⁴ , МПа	
			при розтязі			
			у поздовжньому напрямку R _s	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів R _{sw}		
Стержнєва						
A240C(AI)	5,5; 6...40	240 (235)	225 (225)	175 (175)	225 (225)	21
A300C(AII)	10...40	290 (295)	280 (280)	225 (225)	280 (280)	21
гарячекат. A400C(AIII)	6...8	400 (390)	365 (355)	290 (285)	365 (355)	20
	10...40	400 (390)	375 (365)	290 (290)	375 (365)	20
термомех. зміцнена A400C(AIII)	8...32	400 (390)	365 (365)	290 (290)	365 (365)	20
термомех. зміцнена A500C(AtIII)	8...22	500 (390)	450 (365)	290 (290)	450 (365)	19
	25...32	500 (390)	435 (365)	290 (290)	435 (365)	19
A600(AIV)	10...40	700 (590)	520 (510)	415 (405)	450 (390)	19
Дротова						
Вр I	3	410	375	270	375	17
	4	405	370	265	370	17
	5	395	360	260	360	17
В II	3	1490	1240	990	390	20
	4	1410	1180	940	390	20
	5	1330	1100	890	390	20
	6	1250	1050	835	390	20
	7	1180	980	785	390	20
	8	1100	915	730	390	20
Вр II	3	1460	1200	970	-	20
	4	1370	1140	910	-	20
	5	1250	1050	830	-	20
	6	1180	980	785	-	20
	7	1100	915	735	-	20
	8	1020	850	675	-	20
Канатна						
К-7	6	1450	1200	970	-	18
	9	1370	1140	910	-	18
	12	1330	1100	890	-	18
	15	1290	1080	865	-	18
К-19	14	1410	1180	940	-	18

Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760-98

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечного перерізу (см ²) при кількості стержнів										Маса 1 пог. м, кг	Діаметр, мм	Сортамент гарячекатаної зміцненої арматури із сталі класів								Сортамент арматурного дроту	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A240C (AII)	A300C (AIII)	A400C (AIII)	A500C (AIII)	A600C (AIV)	A800 (AV)	A1000 (AVI)	A1200 (AVII)	звичайний В- I, Вр-I	високоміцний В-II, Вр-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055 (0,051)	3	-	-	-	-	-	-	-	-	х	х
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098 (0,090)	4	-	-	-	-	-	-	-	-	х	х
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154 (0,139)	5	-	-	-	-	-	-	-	-	х	х
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	2,38	0,187	5,5	х	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	х	-	х	х	-	-	-	-	х	х
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	-	-	-	-	-	-	-	-	х	х
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	х	-	х	х	-	-	-	-	х	х
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	-	-	-	х	-	-	-	-	-	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	х	х	х	х	х	х	х	х	-	-

Примітки: 1. Позначкою „х” помічені прокатувані діаметри.

2. У дужках вказана маса дроту ВР-I.

Сортамент арматурних канатів класу К-7

Номінальний діаметр канату, мм	Діаметр складового дроту, мм	Площа поперечного перерізу канату (см ²) при кількості									Теоретична маса 1 м довжини канату, кг
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
4,5	1,5	0,127	0,25	0,38	0,51	0,64	0,76	0,89	1,01	1,14	0,102
6,0	2,0	0,226	0,45	0,68	0,90	1,13	1,36	1,58	1,81	2,03	0,173
9,0	3,0	0,509	1,02	1,53	2,04	2,54	3,05	3,56	4,07	4,58	0,402
12,0	4,0	0,908	1,82	2,72	3,63	4,54	5,45	6,35	7,26	8,17	0,714
15,0	5,0	1,416	2,83	4,24	5,66	7,07	8,49	9,90	11,32	12,73	1,116

Співвідношення між діаметрами зварюваних стержнів та мінімальна відстань між стержнями в зварних сітках, виготовлених канатним зварюванням

Напрямок стержнів		Діаметри стержнів, мм																
1.	Діаметри одного напрямку (поздовжнього)	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
2.	Найменший діаметр другого напрямку (поперечного або похилого)	3	3	3	3	3	3	4	5	5	6	6	8	8	10	10	12	12
3.	Найменші допустимі відстані між осями стержнів одного напрямку, мм	50	50	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
4.	Те саме поздовжніх стержнів при двоохрядному розташуванні в каркасі, мм	-	-	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

Примітка: При ручному зварюванні стержнів без флюсу діаметр арматури повинен бути не менше 10 мм.

Навчальне видання

ШАПОВАЛОВ Олександр Микитович
ПУСТОВОЙТОВА Оксана Михайлівна
ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна
КУЛАКОВ Олександр Юрійович

ТЕКСТИ ЛЕКЦІЙ

з дисциплін

**«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ (ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ)»,
«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ» ТА «ЗАЛІЗОБЕТОННІ
КОНСТРУКЦІЇ»**

*(для студентів 3 курсу денної, 4 курсу заочної форм навчання за
напрямом підготовки 6.060101 – Будівництво та слухачів другої
вищої освіти спеціальності 7.06010103 – Міське будівництво
та господарство)*

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *К. А. Алексанян*

План 2012, поз. 3Л

Підп. до друку 07.12.2012

Друк на ризографі.

Зам. №

Формат 60 x 84/16

Ум. друк. арк. 6,52

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,

вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011р.